



Cálculo Automático de Fundações Superficiais de Acordo com os Eurocódigos

JOSÉ GUILHERME ROCHA VAZ FRANCISCO

novembro de 2016

CÁLCULO AUTOMÁTICO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS DE ACORDO COM OS EUROCÓDIGOS

JOSÉ GUILHERME ROCHA VAZ FRANCISCO

Relatório de Estágio submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: José Filinto Castro Trigo

Supervisor: Adriano Alves de Sousa da Costa Lopes (SE2P)

OUTUBRO DE 2016

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras.....	xv
Índice de Tabelas.....	xix
1 Introdução.....	1
2 Enquadramentos Regulamentares Internacionais.....	5
3 Dimensionamento de Fundações Superficiais de Acordo com os Eurocódigos	59
4 Desenvolvimento de uma Folha de Cálculo em Excel/VBA	149
5 Desenvolvimento do Modelo BIM	169
6 Aplicação do Processo Desenvolvido a Caso Prático do Portfólio da SE2P	175
7 Considerações Finais	187
Referências Bibliográficas	189

RESUMO

O presente documento pretende descrever os trabalhos desenvolvidos durante o estágio curricular realizado na empresa SE2P, enquadrado na Unidade Curricular de DIPRE, do Mestrado em Engenharia Civil do ISEP.

Baseia-se no desenvolvimento de um processo de cálculo automático de fundações superficiais, mais concretamente de sapatas isoladas, de acordo com os Eurocódigos e incorporando em detalhe a análise das disposições relativas ao seu Projeto Geotécnico e Estrutural. Este processo foi desenvolvido em Excel, tendo como base programação VBA. Inclui-se ainda o estudo de diversos regulamentos internacionais no que diz respeito a esta matéria, nomeadamente de países como Colômbia, Brasil, África do Sul e Estados Unidos da América.

Conta também com a pormenorização de um processo desenvolvido com o software *Dynamo* para criação automática dos modelos BIM de soluções de sapatas e a sua inclusão no modelo estrutural em *Revit*.

Finalmente, aplicam-se todos estes processos a um caso prático do portfólio da SE2P.

Palavras-chave: cálculo automático, fundações superficiais, sapatas isoladas, Eurocódigos, regulamentos internacionais, Projeto Geotécnico e Estrutural, modelos BIM

ABSTRACT

The present document intends to describe the works developed during the internship fulfilled at the company SE2P, as part of the Academic Course DIPRE, of the Master's Degree in Civil Engineering of ISEP.

It is based on the development of a process for the automatic calculation of shallow foundations, specifically of spread footings, according to the Eurocodes and incorporating, in detail, the analysis of the provisions relative to their Geotechnical and Structural Projects. This process was developed in Excel based on VBA programming. It also includes the study of several international standards with regard to this matter, namely of countries like Colombia, Brazil, South Africa and United States of America.

Account is also made to the detail of a process developed with Dynamo software to the automatic creation of BIM models of the footings solutions and their inclusion in the structural *Revit* model.

Finally, all the developed processes are applied to a Project from SE2P's portfolio.

Keywords: automatic calculation, shallow foundations, spread footings, Eurocodes, international standards, Geotechnical and Structural Projects, BIM models

AGRADECIMENTOS

Ao Eng.^o Adriano Lopes pelo desafio lançado e pelo acolhimento na sua empresa.

Ao Professor Eng.^o José Filinto Trigo por toda a orientação, disponibilidade e compreensão.

A toda a equipa da SE2P por todo o conhecimento e apoio transmitido.

A todos os colegas de curso e amigos mais próximos que me apoiaram durante este percurso.

Em especial aos meus pais que tornaram tudo possível e cujo apoio e dedicação são impossíveis de descrever.

ÍNDICE DE TEXTO

1	Introdução.....	1
1.1	Enquadramento Geral.....	1
1.2	Enquadramento da Empresa	2
1.3	Objetivos	2
1.4	Estrutura do Relatório	3
2	Enquadramentos Regulamentares Internacionais.....	5
2.1	Introdução.....	5
2.2	Brasil	5
2.2.1	Ações e segurança	5
2.2.2	Projeto geotécnico.....	10
2.2.3	Projeto estrutural	15
2.3	Colômbia	18
2.3.1	Requisitos gerais.....	19
2.3.2	Cargas	21
2.3.3	Projeto geotécnico.....	23
2.3.4	Projeto estrutural	31
2.4	África do Sul	35
2.4.1	Bases para o dimensionamento estrutural	36
2.4.2	Projeto geotécnico.....	42
2.4.3	Projeto estrutural	48
2.5	Estados Unidos da América	50
2.5.1	Requisitos gerais.....	51

2.5.2	Projeto geotécnico.....	54
2.5.3	Projeto estrutural	57
3	Dimensionamento de Fundações Superficiais de Acordo com os Eurocódigos	59
3.1	Introdução.....	59
3.2	Os Eurocódigos.....	59
3.3	Bases para o projeto de estruturas – EC0.....	61
3.4	Projeto geotécnico	69
3.4.1	Dimensionamento geotécnico de fundações superficiais segundo o EC7	69
3.4.2	Dimensionamento geotécnico de fundações superficiais segundo o EC8-5.....	107
3.4.3	Investigações geotécnicas e ensaios segundo o EC7-2.....	119
3.5	Projeto estrutural.....	134
3.5.1	Bases para o projeto estrutural	134
3.5.2	Verificação da segurança à flexão	137
3.5.3	Verificação da segurança ao esforço transversal	139
3.5.4	Verificação da segurança ao punçoamento	141
3.5.5	Disposições construtivas relativas a armaduras.....	146
4	Desenvolvimento de uma Folha de Cálculo em Excel/VBA.....	149
4.1	Introdução.....	149
4.2	Programação VBA e a Interligação com o Software Robot Structural Analysis.....	149
4.3	Organização e Conteúdos	152
4.3.1	Folhas Principais	153
4.3.2	Folhas Secundárias	165
5	Desenvolvimento do Modelo BIM	169
5.1	Introdução.....	169
5.2	Programação Visual e Modelação Paramétrica (Dynamo)	169
5.3	Workflow: Excel - Dynamo – Revit.....	171
6	Aplicação do Processo Desenvolvido a Caso Prático do Portfólio da SE2P.....	175

6.1	Introdução.....	175
6.2	Descrição Geral.....	175
6.3	Caracterização geológico-geotécnica	177
6.4	Considerações de Projeto	179
6.5	Aplicação da Folha de Cálculo.....	180
6.6	Inclusão das Soluções no Modelo BIM	186
7	Considerações Finais	187
7.1	Conclusões	187

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Fundações próximas, mas em cotas diferentes (NBR 6122 [2])	14
Figura 2.2 - Resistência de sapatas sob argilas em condições não-drenadas para carregamento vertical e concêntrico (SANS 10160-5 [7])	47
Figura 2.3 - Resistência de dimensionamento de sapatas sob solo não coesivo em condições drenadas para carregamento vertical e concêntrico, de acordo com a posição do nível freático (SANS 10160-5 [7])	48
Figura 2.4 – Folgas para posicionamento de fundações face a taludes (IBC [8])	56
Figura 3.1 – Efeito do nível freático Caso 1 (adaptado de Xiao e Barreto [16])	83
Figura 3.2 – Efeito do nível freático Caso 2 (adaptado de Xiao e Barreto [16])	83
Figura 3.3 – Capacidade resistente presumida do terreno de fundações superficiais quadradas em rocha (para assentamentos que não excedam 0,5% da largura da fundação) (EN 1997-1 [12])	87
Figura 3.4 – Sapata centrada (Trigo [15])	89
Figura 3.5 – Distribuição linear de tensões na base da sapata em flexão composta (Trigo [15])	89
Figura 3.6 – Área efetiva de uma sapata isolada (adaptado de Bond e Harris [18])	91
Figura 3.7 – Distribuição de tensões na base da sapata em flexão desviada (adaptado de Trigo [15])	91
Figura 3.8 – Sapata excêntrica (adaptado de Trigo [15])	97
Figura 3.9 – Sapata excêntrica com elemento horizontal de travamento (Trigo [15])	98
Figura 3.10 – Diagramas de tensão-deformação (adaptado de EN 1997-2 [13])	103
Figura 3.11 – Superfície das cargas últimas para a capacidade resistente ao carregamento de sapatas (Fardis et al. [24])	114
Figura 3.12 – Ensaio SPT (Xiao e Barreto [16])	125
Figura 3.13 – Amostrador (adaptado de Ameratunga et al. [26])	126
Figura 3.14 – Vários tipos de equipamentos CPT e CPTu (Ameratunga et al. [26])	128

Figura 3.15 – Componentes do piezocone (CPTu) (Ameratunga et al. [26]).....	129
Figura 3.16 – Seções de encastramento das abas de uma sapata (adaptado de Félix e Trigo [28]).....	137
Figura 3.17 – Modelo de escoras e tirantes em sapatas (Félix e Trigo [28]).....	138
Figura 3.18 – Secções de avaliação da segurança ao esforço transversal (Félix e Trigo [28])	140
Figura 3.19 – Esforço de punçoamento de sapatas em flexão composta (Félix e Trigo [28]).....	142
Figura 3.20 – Perímetro do primeiro perímetro de controlo reduzido u_1 * (EN 1992-1 [27])	144
Figura 3.21 – Amarração da armadura principal em sapatas (Félix e Trigo [28]).....	147
Figura 3.22 – Representação de condições de aderência (EN 1992-1 [27]).....	148
Figura 4.1 – Importação de informação do modelo Robot	150
Figura 4.2 – Referencial representativo	151
Figura 4.3 – Atribuição de casos de carga e de soluções de sapatas	153
Figura 4.4 - Exemplo da apresentação dos coeficientes para combinação.....	154
Figura 4.5 – Exemplo da apresentação dos esforços combinados.....	154
Figura 4.6 – Representação de parâmetros e nomenclatura adotada.....	155
Figura 4.7 – Apresentação geral da folha “Definição de Parâmetros”	156
Figura 4.8 – Orientação e referencial base (adaptado de Trigo [15])	157
Figura 4.9 – Apresentação geral da folha “Otimização”	159
Figura 4.10 – Apresentação geral da folha “Orçamentação”	161
Figura 4.11 – Apresentação geral da folha “GEO – Método Analítico AC1”	166
Figura 4.12 – Apresentação geral da folha “Assentamentos”	167
Figura 5.1 – Criação de uma linha no <i>Dynamo</i>	170
Figura 5.2 – Propriedades do pilar (<i>Revit</i>)	171
Figura 5.3 – Processo de criação dos modelos de sapatas em <i>Dynamo</i>	172
Figura 6.1 – Centro Escolar – Situação existente (fonte: SE2P).....	176
Figura 6.2 – Centro Escolar – Após requalificação e ampliação (fonte: SE2P)	176
Figura 6.3 – Localização de juntas de dilatação e identificação dos corpos (fonte: SE2P)	177
Figura 6.4 – Localização em planta das sondagens realizadas no local (fonte: SE2P).....	177

Figura 6.5 – Representação do modelo estrutural do Corpo 2	180
Figura 6.6 – Casos de carga	182
Figura 6.7 – Informação das barras associadas aos nós.....	182
Figura 6.8 – Propriedades geotécnicas definidas no cálculo.....	183
Figura 6.9 – Soluções de sapatas consideradas no cálculo	183
Figura 6.10 – Verificação geotécnica pelo Método Analítico – Abordagem de Cálculo 1	183
Figura 6.11 – Verificação das disposições relativas a armaduras	184
Figura 6.12 – Verificação estrutural	185
Figura 6.13 – Condições admitidas e valores orçamentados	185
Figura 6.14 – Vista geral do Corpo 2 (<i>Revit</i>)	186
Figura 6.15 – Vista geral do Corpo 2 com inclusão das soluções de sapatas (<i>Revit</i>)	186

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores dos fatores de combinação e de redução (NBR 8681 [1])	8
Tabela 2.2 – Fatores de segurança e coeficientes de minoração para solicitações de compressão (NBR 6122 [2])	11
Tabela 2.3 – Classes de agressividade ambiental (CAA) (NBR 6118 [3])	15
Tabela 2.4 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e c_{nom} (NBR 6118 [3])	16
Tabela 2.5 – Coeficientes de ponderação $\gamma_f = \gamma_1 \cdot \gamma_3$ (NBR 6118 [3])	16
Tabela 2.6 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s (NBR 6118 [3])	17
Tabela 2.7 – Fatores de Segurança Básicos Mínimos (NSR-10 [4])	25
Tabela 2.8 – Classificação das unidades de construção por categorias (NSR-10 [4])	26
Tabela 2.9 – Número mínimo de sondagens e profundidade (NSR-10 [4])	27
Tabela 2.10 – Fatores de segurança indiretos mínimos $FSICP$ (NSR-10 [4])	30
Tabela 2.11 – Valores máximos de assentamentos diferenciais (NSR-10 [4])	31
Tabela 2.12 – Fatores de combinação para ações variáveis não correlacionadas (SANS 10160-1 [6])	38
Tabela 2.13 – Fatores parciais para as ações no Estado Limite Último (SANS 10160-1 [6])	40
Tabela 2.14 – Fatores parciais para os parâmetros do solo, γ_M (SANS 10160-5 [7])	45
Tabela 2.15 – Valores presumidos da capacidade resistente ao carregamento (IBC [8])	55
Tabela 2.16 – Fatores de redução de resistência ϕ (ACI 318-14 [9])	57
Tabela 3.1 – Valores recomendados para os coeficientes ψ para edifícios (EN 1990 [10])	68
Tabela 3.2 - Coeficientes parciais para as ações ou para os efeitos das ações (EN 1997-1 [12])	76
Tabela 3.3 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (EN 1997-1 [12])	77
Tabela 3.4 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes de fundações superficiais (EN 1997-1 [12])	77

Tabela 3.5 – Coeficientes corretivos da capacidade resistente para ter em conta a presença do firme a profundidade H abaixo da base da fundação (Matos Fernandes [17])	81
Tabela 3.6 – Estimativas da capacidade resistente de fundações superficiais (adaptado de Look [19])...	85
Tabela 3.7 – Valores da resistência admissível presumida sob carregamento estático (adaptado de BS 8004 [20])	85
Tabela 3.8 – Agrupamento de rochas brandas e fraturadas (EN 1997-1 [12]).....	86
Tabela 3.9 – Valores do coeficiente α_1 (adaptado de Montoya et al. [21]).....	94
Tabela 3.10 – Valores do coeficiente α_2 (adaptado de Montoya et al. [21])	95
Tabela 3.11 – Valores do coeficiente α_3 (adaptado de Montoya et al. [21])	96
Tabela 3.12 – Valores de IS para maciços semi-indefinidos (adaptado de Matos Fernandes [17]).....	105
Tabela 3.13 – Valores de IS para sapatas rígidas sobre um meio elástico com fronteira rígida à profundidade H e $\nu=0,3$ (adaptado de Matos Fernandes [17])	105
Tabela 3.14 – Valores de IF (adaptado de Bowles [23]).....	106
Tabela 3.15 – Classes de importância para os edifícios (EN 1998-1 [11])	108
Tabela 3.16 – Coeficientes de importância γ_I (EN 1998-1 [11])	108
Tabela 3.17 – Valores do parâmetro S_{max} (EN 1998-1 [11]).....	109
Tabela 3.18 – Valores de φ para calcular $\psi E, i$ (EN 1998-1 [11])	110
Tabela 3.19 – Coeficientes parciais para as ações em situações sísmicas (EN 1997-1 [12]).....	112
Tabela 3.20 – Coeficientes parciais para os parâmetros do terreno em situações acidentais (EN 1997-1 [12])	112
Tabela 3.21 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes em situações sísmicas para fundações superficiais (EN 1997-1 [12])	112
Tabela 3.22 – Valores dos parâmetros numéricos utilizados na verificação (EN 1998-5 [14])	117
Tabela 3.23 – Valores do coeficiente parcial de modelo γ_{Rd} (EN 1998-5 [14])	117
Tabela 3.24 – Classes de qualidade de amostras de solos para ensaios laboratoriais (adaptado de EN 1997-2 [13])	121
Tabela 3.25 – Correlação entre consistência, N , e coesão não drenada de argilas (Ameratunga et al. [26])	127
Tabela 3.26 – Correlação de q_c e densidade relativa com ângulo de atrito (Ameratunga et al. [26])	130

Tabela 3.27 - Resumo de vantagens e desvantagens dos ensaios SPT e CPT (adaptado de Ameratunga et al. [26])	130
Tabela 3.28 – Coeficientes parciais relativos aos materiais para os Estados Limites Últimos (adaptado de EN 1992-1 [27])	135
Tabela 3.29 – Características de resistência do betão (adaptado de EN 1992-1 [27])	135
Tabela 3.30 – Recobrimentos mínimos para requisitos relativos à durabilidade, c_{min} , dur (mm) (adaptado de EN 1992-1 [27]).....	136
Tabela 3.31 – Valores de k para áreas carregadas (adaptado de EN 1992-1 [27]).....	144
Tabela 3.32 – Espaçamento máximo de armaduras $s_{máx}$	146
Tabela 4.1 – Disposições de armaduras consideradas na Folha de Cálculo.....	153
Tabela 4.2 – Preços de betão estrutural	162
Tabela 4.3 – Preços de aço	162
Tabela 4.4 – Preços de betão de limpeza.....	163
Tabela 4.5 – Preços de escavação	163
Tabela 4.6 – Preços de proteção da escavação.....	164
Tabela 4.7 – Preços de cofragem	164
Tabela 4.8 – Preços de aterro.....	164
Tabela 4.9 – Preços de compactação	164
Tabela 6.1 – Parâmetros geotécnicos adotados no cálculo (fonte: SE2P)	178
Tabela 6.2 – Caracterização da ação sísmica	179
Tabela 6.3 – Parâmetros de cálculo aplicados no Projeto	180
Tabela 6.4 – Soluções finais de sapatas definidas no Projeto.....	181

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO GERAL

O presente documento foi realizado no âmbito da unidade curricular DIPRE do 2º semestre do Mestrado em Engenharia Civil, ramo de Estruturas. Visa descrever o trabalho desenvolvido ao longo do período destinado na modalidade escolhida, o Estágio.

A empresa de acolhimento, SE2P, está inserida no setor de projetos de Engenharia Civil. A SE2P pretendia implementar uma metodologia que permitisse o cálculo de fundações superficiais, segundo os Eurocódigos, de uma forma expedita e assegurando total controlo dos parâmetros inerentes.

Além disso, existia também um interesse em realizar uma sondagem das metodologias apresentadas para o desenvolvimento do Projeto Geotécnico e Estrutural de fundações superficiais, aplicadas em diversos regulamentos internacionais.

O estágio decorreu sob a alçada do Eng.º Adriano Lopes, supervisor do projeto de estágio, a par com o Eng.º José Filinto Trigo, docente do ISEP e orientador neste sentido, atribuído pelo seu conhecimento e experiência na área de projetos geotécnicos.

O estágio teve a duração de 6 meses e desenvolveu-se entre os meses de fevereiro e julho de 2016.

1.2 ENQUADRAMENTO DA EMPRESA

A empresa SE2P – Sociedade de Engenharia, Projetos e Planeamento, Lda., desenvolve todas as especialidades dos projetos de Engenharia Civil. A sua atividade abrange todo o território nacional, privilegiando a nível internacional os Países de Língua Oficial Portuguesa, entre outros.

Apoia-se numa equipa de profissionais especializados em Engenharia civil e assegura uma prestação de serviços ao longo de todo o processo, desde a conceção até à entrega da obra. Neste sentido, detém uma empresa complementar que exerce a fiscalização e coordenação de obra.

A SE2P integra, entre outras, as seguintes áreas de intervenção:

- Gestão de Projeto;
- Projetos de Estruturas;
- Projetos de Arruamentos e Hidráulica Urbana;
- Projetos de Redes de Abastecimento de Água;
- Projetos de Redes de Combate a Incêndios;
- Projetos de Redes de Drenagem de Águas Residuais Domésticas e Industriais;
- Projetos de Redes de Drenagem de Águas Residuais Pluviais;
- Fiscalização e Coordenação de Obras

1.3 OBJETIVOS

O presente desenvolvimento tem como principal objetivo descrever todos os trabalhos efetuados ao longo da duração do Estágio.

Inclui-se o desenvolvimento de um processo de cálculo automático de fundações, segundo os Eurocódigos, tendo como base um ficheiro *Excel* e pressupondo a obtenção dos esforços para o cálculo diretamente de um modelo estrutural, criado em *Robot Structural Analysis*. Ainda inserida neste processo apresenta-se uma metodologia de criação e posicionamento de modelos BIM, das soluções de sapatas, num modelo global da estrutura desenvolvido em *Revit*.

Além do mencionado são analisadas as disposições regulamentares relativas ao Projeto Geotécnico e Estrutural de fundações superficiais, de países como Colômbia, África do Sul, Brasil e Estados Unidos da América.

Por fim, é aplicada toda a metodologia desenvolvida a um Projeto do portfólio da SE2P.

1.4 ESTRUTURA DO RELATÓRIO

O presente documento encontra-se dividido em 7 Capítulos que se resumem da seguinte forma:

O Capítulo 1 serve de introdução ao presente documento, fazendo-se um breve enquadramento geral do mesmo, um enquadramento da empresa, descrevendo-se os objetivos e a sua organização.

No Capítulo 2 são abordados os regulamentos empregáveis ao Projeto Geotécnico e Estrutural no dimensionamento de fundações superficiais para cada território internacional alvo de estudo, Brasil, Colômbia, África do Sul e Estados Unidos da América.

O Capítulo 3 visa sintetizar a informação contida nos regulamentos europeus (Eurocódigos), relativamente ao Projeto Geotécnico e Estrutural, aplicável no dimensionamento de fundações superficiais, detalhando os casos relativos a sapatas isoladas. Aqui são incorporadas todas as considerações empregues na Folha de Cálculo concebida.

O Capítulo 4 pretende detalhar o funcionamento da Folha de Cálculo desenvolvida, apresentando todas as considerações tomadas e tentando, de certa forma, apresentar o encadeamento a seguir na sua utilização.

No Capítulo 5 detalha-se o método utilizado na criação e introdução automática das soluções de sapatas no correspondente modelo BIM.

O Capítulo 6 pretende descrever a aplicação de todo o processo desenvolvido, Folha de Cálculo e criação dos modelos BIM das sapatas, a uma parte de um Projeto de Estabilidade desenvolvido pela empresa SE2P.

No Capítulo 7 são presentes algumas conclusões finais, relativas a todo o trabalho desenvolvido.

2 ENQUADRAMENTOS REGULAMENTARES INTERNACIONAIS

2.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são abordados os regulamentos empregáveis ao dimensionamento de fundações superficiais para cada território internacional alvo de estudo, Brasil, Colômbia, África do Sul e Estados Unidos da América. Esta análise visa conhecer a legislação que regulamenta o projeto de fundações superficiais assim como os métodos aplicados, dando maior ênfase ao Projeto Geotécnico e não aprofundando em pormenor o cálculo propriamente dito.

Com isto pretende-se conhecer as metodologias aplicáveis em diferentes partes do mundo, alargando assim o conhecimento nesta matéria e permitindo uma análise comparativa com aquela que é a realidade Nacional, Europeia e Internacional. Além disso, possibilita a criação de uma compilação de toda a informação relevante para esta temática, facilitando assim a sua consulta em aplicações de índole profissional.

2.2 BRASIL

No território Brasileiro as normas aplicáveis aos projetos de Engenharia Civil são publicadas pela ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), cujo conteúdo é da responsabilidade do Comitê Brasileiro da Construção Civil (ABNT/CB-002) e elaboradas por Comissões de Estudo (CE) formadas por representantes dos setores envolvidos. Ao longo deste subcapítulo é feita uma análise às normas que regem a quantificação de ações e resistências, o dimensionamento de estruturas de betão e, mais concretamente, de fundações.

2.2.1 Ações e segurança

A norma NBR 8681: 2003 [1] (*Ações e segurança nas estruturas - Procedimento*) fixa os requisitos exigíveis na verificação da segurança de estruturas comuns da construção civil e estabelece as definições e os critérios necessários à quantificação das ações e resistências. As disposições consideradas na norma são aplicáveis às estruturas e às peças estruturais construídas com qualquer um dos materiais usualmente aplicados na construção civil (betão, aço, madeira, etc.).

No Capítulo 4 (*Requisitos gerais*) são descritos os Estados Limites considerados, é feita uma classificação das ações e são percorridos os tipos de carregamento e os critérios de combinação das ações.

O Ponto 4.1 diz respeito aos estados a partir dos quais a estrutura apresenta um desempenho inadequado à sua finalidade, os Estados Limites. Com isto, é feita uma distinção entre Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço.

Os Estados Limites Últimos são caracterizados por perda de equilíbrio (global ou parcial), rotura ou deformação excessiva, instabilidade, entre outros. A norma refere ainda a possibilidade de, em casos particulares, serem considerados outros Estados Limites Últimos além dos mencionados.

Os Estados Limites de Serviço são caracterizados por danos ligeiros ou localizados (associados ao aspeto estético ou de durabilidade da estrutura), deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção e vibrações excessivas ou desconfortáveis.

Resumidamente, o conceito de Estados Limites adotado pela norma Brasileira corresponde aos conceitos aplicados na generalidade da Engenharia Civil.

No Ponto 4.2 é feita uma classificação dos tipos de ações segundo a sua variabilidade no tempo, e são definidos os valores representativos e os valores de cálculo das ações. Estas são classificadas segundo a sua variabilidade, subdividindo-se em 3 grupos: ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais. As ações permanentes podem ser diretas (pesos próprios dos elementos, de equipamentos, etc.) ou indiretas (pré-esforço, assentamentos e retração). As ações variáveis podem ser normais (sobrecargas, pressões hidrostáticas) ou especiais (ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou de intensidade especiais), em função da sua probabilidade de ocorrência durante a vida da estrutura. São consideradas excepcionais as ações decorrentes de explosões, impactos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais. Os incêndios, além de serem considerados ações, também podem ser considerados como redutores da resistência dos materiais da estrutura.

De seguida, surgem os valores que quantificam as ações, os seus valores representativos (valores característicos), F_k . Estes distribuem-se em função do Estado Limite considerado e variam em função da sua intensidade, probabilidade e possibilidade de ocorrência em conjunto com outras ações. Para os Estados Limites Últimos e quando existem ações variáveis de diferentes naturezas estes são convertidos em valores reduzidos de combinação pela expressão $\psi_0 F_k$. No caso dos Estados Limites de Serviço os valores reduzidos são divididos em dois tipos em função da sua duração: $\psi_1 F_k$ (valores frequentes) e $\psi_2 F_k$ (valores quase permanentes).

Os valores de cálculo das ações, F_d , são obtidos em função dos seus valores representativos multiplicados pelos respectivos coeficientes de ponderação (coeficientes parciais), γ_f . No caso de os Estados Limites Últimos os coeficientes de ponderação das ações podem ser considerados como o produto de outros dois, γ_{f1} e γ_{f3} . O coeficiente γ_{f1} tem em conta a variabilidade das ações e o coeficiente γ_{f3} incorpora os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações. Em relação aos Estados Limites de Serviço, os coeficientes de ponderação tomam o valor $\gamma_f = 1,0$, exceto os casos em que seja expresso o contrário na norma específica.

Ainda neste Capítulo, é feita referência aos tipos de carregamento e aos critérios de combinação. São considerados 4 tipos de carregamento: carregamento normal, carregamento especial, carregamento excecional e, em casos particulares, carregamento de construção. É mencionado que para cada tipo de carregamento devem ser consideradas todas as combinações de ações que possam conduzir a efeitos desfavoráveis nas seções críticas da estrutura.

Os requisitos de segurança são introduzidos no Capítulo 5, demonstrando-se que as condições usuais de segurança são expressas por desigualdades para cada Estado Limite.

Estado Limite Último:

$$R_d \geq S_d \quad (2.1)$$

onde:

R_d – representa os valores de cálculo dos correspondentes esforços resistentes;

S_d – representa os valores de cálculo dos esforços atuantes;

Estado Limite de Serviço:

$$S_d \geq S_{lim} \quad (2.2)$$

onde:

S_d – representa os valores de cálculo dos efeitos estruturais de interesse, calculados com $\gamma_f = 1,0$;

S_{lim} – representa os valores limites adotados para esses efeitos;

Neste regulamento são ainda definidas as combinações das ações para os Estados Limites Últimos em função do tipo de situação: combinações últimas normais e especiais ou de construção, e combinações últimas excecionais. Em casos concretos, devem ser consideradas duas combinações: admitindo que as ações permanentes são desfavoráveis e admitindo que são favoráveis para a segurança.

Os coeficientes de ponderação das ações permanentes e variáveis (γ_g e γ_q) são representados sob a forma de tabelas, fazendo-se uma separação entre situações em que as ações são consideradas separadamente ou agrupadas, e entre os efeitos de assentamentos de apoio e de retração dos materiais. Para o presente desenvolvimento estes coeficientes serão apresentados no subcapítulo 2.2.3 do presente desenvolvimento. Os coeficientes de ponderação das ações permanentes majoram os valores representativos das ações permanentes que provocam efeitos desfavoráveis e minoram os que provocam efeitos favoráveis para a segurança da estrutura. Tal como no caso das ações permanentes, os coeficientes de ponderação das ações variáveis majoram os valores representativos das ações variáveis que provocam efeitos desfavoráveis para a segurança da estrutura. Por outro lado, as ações que provocam efeitos favoráveis não são consideradas na combinação de ações, considerando-se apenas as parcelas que produzam efeitos desfavoráveis.

Os fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 são apresentados na Tabela 2.1 adaptada para o presente desenvolvimento. Estes são apresentados em função do tipo de ação a considerar: cargas acidentais de edifícios, vento e temperatura.

Tabela 2.1 – Valores dos fatores de combinação e de redução (NBR 8681 [1])

Ações	ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{3), 4)}$
<u>Cargas acidentais de edifícios</u>			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
<u>Vento</u>			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
<u>Temperatura</u>			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.			
²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.			

No Capítulo 5 da presente Norma são também apresentadas as combinações em Estado Limite de Serviço, nas quais são consideradas todas as ações permanentes, inclusive as deformações impostas permanentes, e as ações variáveis correspondentes. Estas são representadas por combinações quase permanentes, combinações frequentes e combinações raras.

No Ponto 5.1.7.3 (*Estados limites de perda de equilíbrio de fundações*) é feita uma referência ao facto de os estados limites últimos de perda de equilíbrio de fundações serem, em geral, simplificações de estados mais complexos. Por outro lado, é exposto que estes estados limites podem ser assimilados a estados limites de perda de equilíbrio pela consideração do esforço resistente como um esforço estabilizante. Quando houver ações variáveis estabilizantes que não possam ser eliminadas, estas devem ser incluídas como ações de sentido contrário ao das restantes (não estabilizantes).

Em termos de resistência, é referido que as normas específicas de cada material devem especificar qual a forma de determinar a sua resistência. O valor representativo da resistência é representado por f_k e é admitido como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote do material. O seu valor de cálculo é dado pela seguinte expressão:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (2.3)$$

Onde:

f_k – é a resistência característica inferior;

γ_m – é o coeficiente de ponderação das resistências, sendo:

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \gamma_{m2} \gamma_{m3}$$

Onde:

γ_{m1} – leva em conta a variabilidade da resistência efetiva, transformando a resistência característica num valor extremo de menor probabilidade de ocorrência;

γ_{m2} – considera as diferenças entre a resistência efetiva do material da estrutura e a resistência medida convencionalmente em corpos-de-prova padronizados;

γ_{m3} – considera as incertezas existentes na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência dos métodos construtivos seja em virtude do método de cálculo empregado.

2.2.2 Projeto geotécnico

A Norma NBR 6122: 2010 [2] (*Projeto e execução de fundações*) fixa as condições básicas a serem contempladas no projeto e execução de fundações de estruturas convencionais da engenharia civil tais como: edifícios, pontes e outras estruturas. É reconhecido pela norma que a engenharia de fundações não é uma ciência exata e que desta forma existem riscos associados à natureza dos fenômenos estudados ou dos materiais. O que diz respeito ao projeto de fundações está inserido no desenvolvimento da Norma e a parte referente à sua execução está apresentada na forma de Anexos, algo que não será abordado no presente desenvolvimento. É importante referir que apenas será feita uma análise das questões relevantes para o projeto de fundações superficiais.

No Capítulo 4 (*Investigações geotécnicas, geológicas e observações locais*), da referida norma, são definidas as exigências em termos de investigações de campo e laboratório, para fins de projeto e execução de fundações. Estas exigências preveem ainda, no caso de ensaios, a utilização de normas complementares relativas à necessidade em causa.

Segundo a Norma, na elaboração dos projetos e previsão do desempenho de fundações devem ser considerados aspetos como: visita ao local, reconhecimento topográfico, indícios de presença de aterro, estado das construções vizinhas e eventuais peculiaridades geológico-geotécnicas presentes. Em função das exigências da obra deve ser realizada uma vistoria de campo que poderá ser complementada por estudos geológicos. Numa investigação preliminar, esta deve ser constituída no mínimo por sondagens com SPT, de acordo com a ABNT NBR 6484, uma eventual classificação de solos deverá ser feita de acordo com a ABNT NBR 648.

Caso seja necessária uma melhor análise do terreno, a Norma prevê a aplicação de investigações complementares nas quais poderão ser introduzidos diversos ensaios *in situ* e laboratoriais. Inseridos nos ensaios *in situ* destacam-se os seguintes: CPT (ABNT NBR 12069), vane test (ABNT NBR 10905), ensaio pressiométrico, ensaios de permeabilidade e ensaio de carga em placa (ABNT NBR 6489). Para a execução dos ensaios laboratoriais, é antes feita uma referência à recolha de amostras que pode ser realizada através de poços e trincheiras (de acordo com a ABNT NBR 9820 e 9604) e por meio de trado (de acordo com a ABNT NBR 9603). Alguns dos ensaios laboratoriais previstos na Norma são: ensaio de caracterização (limites de Atterberg), ensaio de corte direto, ensaio triaxial, ensaio de permeabilidade, entre outros.

No Capítulo 5 (*Ações nas fundações*) são descritos os parâmetros a ter em conta no tipo de cálculo a adotar face aos carregamentos considerados para o dimensionamento, carregamentos esses definidos de acordo com o descrito no Capítulo 2.2.1 do presente documento.

Quanto às ações decorrentes do terreno, destaca-se a obrigatoriedade da consideração do impulso hidrostático (desfavorável), cargas dinâmicas, e a consideração dos pesos próprios dos elementos estruturais de fundação bem como das variações de tensão que possam decorrer da execução de outros trabalhos geotécnicos. Assim, surgem ainda dois tipos de cálculo para as ações: aplicando um fator de segurança global (pressão admissível) ou aplicando fatores de segurança parciais, sendo que neste último se tem em conta os estados-limites últimos (análise de rotura) e de utilização (deformação).

No Capítulo 6 (*Segurança nas fundações*) é referido que devem ser verificadas as situações de projeto quanto aos Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviço (ELS), e que as estruturas sensíveis a assentamentos devem ser analisadas considerando-se a interação solo-estrutura.

Segundo a Norma, os Estados Limites Últimos podem ser caracterizados pelos seguintes mecanismos:

- perda de estabilidade global;
- rotura por esgotamento da capacidade de carga do terreno;
- rotura por deslizamento;
- rotura estrutural provocada por movimentos da fundação;
- rotura do terreno decorrente de carregamentos transversais.

O ponto 6.2.1.1 define os fatores de segurança para fundações superficiais (rasas ou diretas) sendo que a verificação de segurança pode ser feita aplicando um fator de segurança global ou fatores de segurança parciais. Os valores que devem ser aplicados encontram-se definidos na Tabela 2.2 adaptada da Norma abordada.

Tabela 2.2 – Fatores de segurança e coeficientes de minoração para solicitações de compressão (NBR 6122 [2])

Métodos para determinação da resistência última	Coeficiente de minoração da resistência última	Fator de segurança global
Semi-empíricos ^a	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos ^b	2,15	3,00
Semi-empíricos ou analíticos ^a acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto	1,40	2,00
^a Atendendo ao domínio de validade para o terreno local		
^b Sem aplicação de coeficientes de minoração aos parâmetros de resistência do terreno.		

No caso de a verificação de tração e deslizamento devem ser adotados fatores de segurança parciais de minoração da resistência de $\gamma_m = 1,2$ para a parcela de peso e $\gamma_m = 1,4$ para a parcela de resistência do solo, e em termos de valores característicos esta composição resistente deve ser comparada com o esforço característico atuante majorado pelo fator $\gamma_f = 1,4$.

A verificação de segurança aos Estados Limites de Serviço é contemplada no Ponto 6.2.2 da Norma e deve atender a:

$$E_k \leq C \quad (2.4)$$

onde:

E_k – é o valor do efeito das ações, calculado considerando-se os parâmetros característicos e as ações características;

C – é o valor limite de serviço (admissível) do efeito das ações

Segundo o regulamento, a definição dos valores de C , para os deslocamentos e deformações, deve considerar: a confiabilidade com a qual estes podem ser estabelecidos, velocidades dos assentamentos e movimentos do terreno, tipo de estrutura e material, tipo de fundação, finalidade da obra, entre outros. No caso de os limites devem ser considerados: assentamentos excessivos, levantamentos excessivos (expansão do solo e outras causas) e vibrações inaceitáveis.

Ainda inserido no Capítulo 6 da Norma, surge a consideração do efeito do vento quando este for definido como a ação variável principal. Em termos de valores característicos, os valores de tensão admissível de sapatas podem ser majorados em até 30%, e os valores de projeto em até 10% sendo que em ambos os casos deve ser feita uma verificação estrutural do elemento. Seria necessária uma análise detalhada à Norma que especifica a caracterização da ação do vento para melhor compreender estes pressupostos, contudo pode concluir-se que em certos casos poderá ser uma ação com bastante influência.

No Capítulo 7 (*Fundação superficial*) são detalhados as considerações e os métodos de dimensionamento geotécnico de fundações superficiais, de acordo com os dois tipos de cálculo referidos anteriormente e pressupondo o cumprimento simultâneo dos Estados Limites Último e de Serviço.

Segundo a Norma, devem ser considerados diversos fatores, na determinação da tensão admissível ou resistente do terreno, tais como: características geomecânicas do solo, profundidade da fundação, dimensões e forma dos elementos de fundação, influência do nível freático, eventual alteração das características do solo, sobrecargas externas, estratigrafia do terreno, inclinação da carga e do terreno.

A determinação da tensão admissível ou resistente de projeto a partir do Estado Limite Último pressupõe a aplicação de um ou mais procedimentos como: prova de carga sobre placa (ABNT NBR 6489), métodos teóricos (teorias de capacidade de carga) ou métodos semi-empíricos (relacionam resultados de ensaios com tensões admissíveis e resistentes). A Norma deixa um pouco em aberto a escolha do método, não especificando ou fornecendo sequer um “exemplo” daquele que poderia ser um método aceitável para estas determinações. No caso de a determinação a partir do Estado Limite de Serviço as considerações mantêm-se, contudo, a limitação é aplicada aos assentamentos ou deformações aceitáveis.

O regulamento prevê ainda casos particulares na determinação da tensão admissível ou resistente, como é o caso de fundações sobre rocha, onde devem ser consideradas as suas descontinuidades (falhas, fraturas, xistosidades, etc.) e os casos de rochas alteradas. Além disso considera ainda, alvo de análise detalhada, os casos de solos expansivos e colapsíveis.

Relativamente à obtenção da geometria da sapata, a Norma define algumas condições tendo em conta cargas centradas, cargas excêntricas e cargas horizontais. Segundo a mesma, a área da fundação deve ser tal que as tensões transmitidas ao terreno, por cargas centradas e admitindo-as uniformemente distribuídas, sejam menores ou iguais à tensão admissível ou resistente. No caso de cargas excêntricas, o dimensionamento da fundação deve ser feito considerando que o solo é um elemento não resistente à tração e a sua área comprimida deve ser, no mínimo, $2/3$ da área total. Como seria ainda de esperar, a tensão máxima nas bordas deve ser menor ou igual que a tensão admissível ou resistente.

Quanto às cargas horizontais, pode ser considerado o impulso passivo das terras na interface lateral da sapata desde que se assegure que estas não venham a ser removidas eventualmente. Para tal, o valor calculado do impulso passivo deve ser reduzido por um coeficiente de, no mínimo, 2,0.

No Ponto 7.7 tecem-se algumas considerações adicionais:

- em planta, as sapatas isoladas devem ter dimensões superiores ou iguais a 0,60 m;
- nos limites de propriedade a sapata não deve ser assente a uma profundidade inferior a 1,5 m (salvo esta seja fundada em rocha);
- em projetos cuja dimensão da maioria das sapatas se preveja inferior a 1,0 m, a profundidade mínima pode ser reduzida face aos 1,5 m definidos anteriormente;
- a cota de apoio da fundação deve assegurar que a capacidade do terreno não é comprometida por variações climáticas sazonais ou alterações de humidade;
- as sapatas devem ser betonadas sobre uma camada de betão de limpeza com um mínimo de 5 cm de espessura;

- no caso de fundações próximas, porém fundadas a cotas diferentes, a reta de maior declive que passa pelos seus bordos deve fazer, com a vertical, um ângulo α como mostra a Figura 2.1 com os seguintes valores:
 - solos pouco resistentes: $\alpha \geq 60^\circ$;
 - solos resistentes: $\alpha = 45^\circ$;
 - rochas: $\alpha = 30^\circ$.

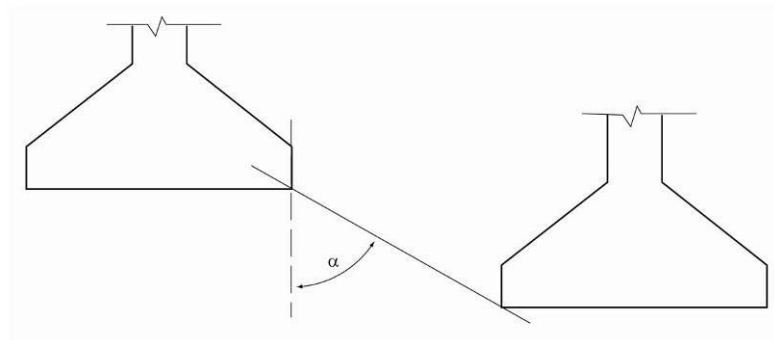


Figura 2.1 – Fundações próximas, mas em cotas diferentes (NBR 6122 [2])

O dimensionamento estrutural é referido no Ponto 7.8 da presente Norma, contudo remete para a norma ABNT NBR 6118 [3], algo que será abordado no próximo tópico. Neste Ponto apenas é feita uma referência ao dimensionamento de blocos, algo que não se enquadra no âmbito deste desenvolvimento visto ser uma solução pouco usual.

A terminar surge o Ponto 9 onde são definidos requisitos para verificação do desempenho das fundações. Este é verificado através de, pelo menos, a monitorização dos assentamentos medidos, sendo obrigatório nos seguintes casos: estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total (algo que poderá ser difícil de quantificar), estruturas com mais de 60 m de altura desde o piso térreo até à laje da cobertura, relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro e em fundações ou estruturas não convencionais. Além do referido, pode ser necessária a monitorização de outras grandezas tais como: deslocamentos horizontais, desaprumos e integridade estrutural, devendo sempre os resultados das medições ser comparados com o previsto no Projeto. Estas medidas devem ser estabelecidas no Projeto, inseridas num programa de monitorização. O solo de apoio das sapatas deve ser aprovado por um Engenheiro antes da betonagem, e em caso de dúvida devem ser programados ensaios de carga em placa que simulem o comportamento destes elementos.

2.2.3 Projeto estrutural

A Norma NBR 6118: 2014 [3] (*Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*) estabelece os requisitos básicos para o projeto de estruturas de betão simples, armado e pré-esforçado de qualquer tipo de construção, sendo que para aqueles casos que não estão incluídos deverá ser consultado o respetivo documento. Esta não inclui os requisitos gerados por ações como o sismo, impactos, explosões e o fogo.

Nos primeiros Capítulos são definidas algumas condições à cerca dos requisitos gerais de qualidade da estrutura e avaliação da conformidade do Projeto, e diretrizes para durabilidade das estruturas de betão. No Ponto 6.4 são retratadas 4 classes de agressividade ambiental, que se apresentam na Tabela 2.3 adaptada da Norma, e que têm em conta a agressividade, a classificação do ambiente em que se inserem e o risco de deterioração da estrutura

Tabela 2.3 – Classes de agressividade ambiental (CAA) (NBR 6118 [3])

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de Projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Frac	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

No Capítulo 7 são abordados os critérios de Projeto, tendo em conta a durabilidade, sendo que no Ponto 7.4 é definida a qualidade do betão de recobrimento. É assim referido que para garantir o recobrimento mínimo c_{min} , o projeto e a execução devem considerar o recobrimento nominal c_{nom} , que é o recobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução Δ_c . Nas obras correntes, o valor de Δ_c deve ser superior ou igual 10 mm, e em casos que exijam um controlo adequado de qualidade e limites rígidos de tolerância na variabilidade das medidas durante a execução, este valor pode ser reduzido para 5 mm.

De seguida, é apresentada uma adaptação do quadro existente no regulamento que define a correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o recobrimento nominal para uma tolerância de 10 mm, e para o caso de elementos estruturais em contacto com o solo (Tabela 2.4).

Tabela 2.4 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e c_{nom} (NBR 6118 [3])

Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
	I	II	III	IV
	Recobrimento nominal (mm)			
Elementos estruturais em contacto com o solo	30		40	50
Na secção dos pilares em contacto com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve garantir $c_{min} \geq 45$ mm.				

Para os casos mencionados de exigência de controlo adequado e para betões de classe de resistência superiores ao mínimo exigido, os recobrimentos definidos podem ser reduzidos em até 5 mm.

É ainda definido que os recobrimentos nominais e mínimos são sempre referenciados à superfície da armadura externa e devem sempre cumprir: $c_{nom} \geq \emptyset$ varão. Também é feita referência à dimensão máxima característica do agregado que não pode superar em 20% a espessura nominal do recobrimento.

Tal como na norma relativa ao Projeto de Fundações [2], também aqui são feitas referências à verificação de segurança e aos Estados Limites, bem como a avaliação das ações permanentes e variáveis e das suas combinações.

De acordo com o referido no subcapítulo 2.2.1 do presente trabalho, os coeficientes de ponderação das ações permanentes e variáveis, para o Estado Limite Último, são apresentados na Tabela 2.6, adaptados da tabela presente no ponto 11.7.1 da Norma. Os valores do coeficiente γ_{f2} foram já representados na Tabela 2.1. No Estado Limite de Serviço o coeficiente de ponderação é dado pela expressão: $\gamma_f = \gamma_{f2}$, sendo que para Combinações Raras $\gamma_{f2} = 1$, para combinações frequentes $\gamma_{f2} = \psi_1$, e para combinações quase permanentes $\gamma_{f2} = \psi_2$.

Tabela 2.5 – Coeficientes de ponderação $\gamma_f = \gamma_1 \cdot \gamma_3$ (NBR 6118 [3])

Combinações de ações	Ações					
	Permanentes		Variáveis		Assentamentos de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	0	0
D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura ^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3						

As combinações de ações regem-se segundo o definido no subcapítulo 2.2.1. do presente desenvolvimento.

Surge no Capítulo 12 a referência à definição das resistências de cálculo para o betão e para o aço estrutural. De acordo com o verificado anteriormente a resistência de cálculo é dada pela expressão (2.3), substituindo γ_m por γ_c para o caso do betão, e por γ_s para o caso do aço. Para o Estado Limite Último estes coeficientes de ponderação têm em conta o tipo de combinação e apresentam-se na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s (NBR 6118 [3])

Combinações	Betão - γ_c	Aço - γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excecionais	1,2	1,0

Para a execução de elementos estruturais nos quais sejam previstas condições desfavoráveis o coeficiente γ_c deve ser multiplicado por 1,1. No caso de os Estados Limites de Serviço os limites não necessitam de minoração, logo $\gamma_m = 1,0$.

No Capítulo 22 (*Elementos especiais*) é tido em conta o dimensionamento de elementos que se consideram como incapazes de dissipar as perturbações localizadas por não serem suficientemente longos. Entende-se assim que o dimensionamento de fundações superficiais será abordado neste capítulo. No ponto 22.6 (*Sapatas*), do referido capítulo, são descritas algumas considerações relativamente a sapatas, delineando a diferenciação entre sapata rígida e sapata flexível e enumerando algumas considerações em termos de detalhe estrutural.

O comportamento estrutural de sapatas rígidas é assim definido por trabalho à flexão nas duas direções, admitindo-se que, para cada uma delas, a tração na flexão seja uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata. Esta hipótese não se aplica à compressão na flexão e não se aplica também ao caso de sapatas muito alongadas em relação á forma do pilar;

De forma a classificar o comportamento da sapata, é sugerida a verificação da expressão (2.5) (em ambas as direções) sendo que caso se verifique esta é considerada rígida e caso não se verifique é considerada flexível.

$$h \geq (a - a_p)/3 \quad (2.5)$$

onde:

h – é a altura da sapata;

a – é a dimensão da sapata numa determinada direção;

a_p – é a dimensão do pilar na mesma direção.

O modelo de cálculo a adotar é definido no Ponto 22.6.3 onde é mencionado que devem ser usados modelos tridimensionais lineares ou modelos biela-tirante tridimensionais, podendo, no entanto, ser utilizados modelos de flexão. É ainda feita referência à necessidade de avaliação dos efeitos de fendilhação na zona de contacto entre o pilar e a sapata, conduzindo assim à possibilidade de adotar um modelo de bielas e tirantes para a determinação das armaduras.

No Ponto 22.6.4 tecem-se as considerações para o detalhe de armaduras. Define-se que a armadura de flexão deve ser uniformemente distribuída ao longo da largura da sapata, estendendo-se integralmente de face a face e terminando em gancho nas duas extremidades. Além do mencionado, a sapata deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque. No caso de sapatas flexíveis, devem ser atendidos os requisitos relativos às lajes, presentes no Capítulo 19 da Norma, e ao punçoamento, presentes no Capítulo 20.

2.3 COLÔMBIA

Os projetos de edifícios em território Colombiano regem-se pela norma NSR-10 – *Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente* [4], criado pela Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, baseado em antigos regulamentos Colombianos e em alguns regulamentos Norte Americanos, e que engloba todas as necessidades inerentes ao dimensionamento estrutural. É de realçar que é apenas aplicável a estruturas cujo uso primordial seja a habitação ou a ocupação por seres humanos, estando deste modo excluídas estruturas como pontes, torres, cais e outras que não sejam edificações.

Esta norma contempla todos os requisitos para a construção de edifícios novos, tendo como base a sua capacidade resistente face às ações da natureza, nomeadamente à ação sísmica e do vento, e face ao tipo de utilização. Além disto, engloba um Capítulo com requisitos simplificados que permitem o dimensionamento e a construção de edifícios de um e dois pisos, em alvenaria e tabique cimentado. A NSR-10 engloba todos os procedimentos e considerações gerais para o dimensionamento estrutural, sendo por isso um documento bastante extenso que se encontra dividido em Secções de A a K.

2.3.1 Requisitos gerais

A Secção A (*Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente*) estabelece uma introdução à norma e refere as bases mínimas para o dimensionamento de um edifício, admitindo que este deve ser sismo-resistente, independentemente da sua configuração ou utilização. Na referida Secção é apresentado um resumo, em forma de tabela e ordenado por passos, do procedimento a acompanhar para o dimensionamento estrutural, fazendo-se uma separação entre os casos de edifícios novos e de intervenções em edifícios existentes. Este procedimento é descrito seguidamente, na forma resumida, para o caso de edifícios novos:

1. Pré-dimensionamento e coordenação com outros profissionais:
 - Definição do sistema estrutural e pré-dimensionamento para avaliação das diferentes solicitações (massa, ações permanentes, ações variáveis, ação sísmica e ação do vento).
2. Avaliação das solicitações definitivas
 - Com as dimensões pré-definidas devem-se avaliar as solicitações que podem afetar o edifício (massas, cargas de acabamentos e elementos não estruturais, forças do vento, deformações impostas por efeitos de fluídos na base da fundação). Estando todas as massas quantificadas, é possível avançar para a determinação dos efeitos sísmicos.
3. Obtenção do nível de ameaça sísmica e dos valores de A_a (aceleração horizontal de pico) e A_v (aceleração vertical de pico)
 - O edifício deve ser localizado dentro dos mapas de zonamento sísmico, podendo de seguida ser determinado o nível de ameaça sísmica (alta, intermédia ou baixa) e com isto obter os valores dos parâmetros A_a e A_v .
4. Movimentos sísmicos de cálculo
 - As características dos movimentos sísmicos são expressas por meio de um espectro elástico de cálculo que é definido através de: parâmetros definidos no passo 3 (A_a e A_v), coeficientes de amplificação (F_a e F_v) que dependem das características do terreno e da importância do edifício (I).
5. Características estruturais e do material estrutural aplicado
 - O sistema estrutural deve ser constituído por: sistema de paredes resistentes, sistema porticado, ou sistema misto. A escolha do sistema é condicionada pela zona sísmica onde este se encontra inserido, tipo de material, altura do edifício, grau de irregularidade e pela sua capacidade de dissipar energia, a qual pode ser especial (DES), moderada (DMO) ou mínima (DMI).

6. Grau de irregularidade da estrutura e procedimento de análise

- Neste passo deve ser definido o procedimento de análise sísmico, que será escolhido de acordo com o grau de irregularidade da estrutura (em planta e em altura), que tem em conta a sua altura, o tipo de solo onde assenta e o nível de ameaça sísmica do local.

7. Determinação das forças sísmicas

- A obtenção das forças sísmicas (F_s) deve ser baseada nos movimentos sísmicos obtidos no passo 4.

8. Análise sísmica da estrutura

- Esta análise é levada a cabo aplicando os movimentos sísmicos determinados a um modelo apropriado da estrutura. Não é aplicado o coeficiente de dissipação de energia (R), ou coeficiente de comportamento, e a análise deve ser feita de acordo com o método definido no passo 6. Devem ser determinados os deslocamentos máximos impostos pelos movimentos sísmicos e as forças internas geradas.

9. Deslocamentos horizontais

- Avaliação dos deslocamentos horizontais, incluindo os efeitos de torção de toda a estrutura e os deslocamentos relativos entre pisos. Devem ser definidos com base nos deslocamentos obtidos no passo 8.

10. Verificação das variações entre pisos

- Verificação do cumprimento dos limites de deslocamentos entre pisos, tendo em conta o acréscimo dos efeitos de torção. Caso não sejam verificados, deve ser aumentada a rigidez da estrutura, e repetidos os passos 8, 9 e 10.

11. Combinação das diferentes solicitações

- As diferentes solicitações são combinadas para obter as forças internas de dimensionamento. Nos efeitos causados pela ação sísmica de cálculo tem-se em conta a capacidade de dissipação de energia do sistema estrutural, aplicando os efeitos sísmicos reduzidos de cálculo (E), obtidos dividindo as forças sísmicas (F_s) pelo coeficiente de dissipação de energia (R).

12. Dimensionamento dos elementos estruturais

- O dimensionamento deve ser levado a cabo de acordo com os requisitos próprios do sistema de resistência sísmica e do material estrutural utilizado. Os elementos estruturais devem ser dimensionados e detalhados de acordo com os requisitos próprios do grau de dissipação de energia mencionados no passo 5. O cálculo deve ser feito para os valores das combinações mais desfavoráveis.

Após este procedimento, detalhado por passos, surge o ponto A.1.3.5 que tece algumas considerações para a obtenção dos efeitos das diferentes solicitações e dos movimentos sísmicos de cálculo sobre as fundações e sobre o solo de fundação. É definido que, para o dimensionamento estrutural dos elementos, aplicam-se as reações da estrutura obtidas nestes elementos, através de os resultados das combinações realizadas no passo 11, e das cargas e forças sísmicas de cálculo reduzidas (E). O dimensionamento dos elementos deve seguir os requisitos próprios do material aplicado e da Secção H da Norma, que será detalhado posteriormente neste desenvolvimento. Para obter os esforços sobre o solo de fundação segue-se o mesmo procedimento descrito anteriormente. Ainda neste Capítulo são descritos os métodos de análise sísmica aplicáveis, realçando-se o Capítulo A.7 que descreve a consideração da interação solo-estrutura face à ocorrência de um sismo.

2.3.2 Cargas

Na Secção B (*Cargas*) são referidos os requisitos mínimos que os edifícios devem cumprir no que diz respeito às cargas a considerar no seu dimensionamento. Nesta Secção excluem-se as cargas e efeitos induzidos pela ação sísmica, apesar de serem considerados nas combinações.

A estrutura do edifício e todos os seus constituintes devem ser dimensionados e construídos para que os materiais utilizados possam suportar com segurança as cargas contempladas nesta Secção, sem exceder as resistências quando se majoram as cargas, ou os esforços admissíveis quando se utilizem as cargas não majoradas. Ainda é feita referência à necessidade de contemplar, no dimensionamento, as forças causadas por deformações impostas à estrutura, por assentamentos diferenciais, por variações de temperatura, expansões por humidade, retração, fluência e outros efeitos similares. Os efeitos das cargas nos diferentes elementos da estrutura devem ser determinados utilizando métodos aceitáveis de análise estrutural, tendo em conta os princípios de equilíbrio, estabilidade geral e de compatibilidade de deformações.

As combinações de cargas são apresentadas no Capítulo B.2, fazendo-se uma distinção entre combinações de carga a serem utilizadas com o método da tensão admissível de dimensionamento ou em verificações do Estado Limite de Serviço e combinações de cargas majoradas usando o método da resistência. Todos os materiais estruturais, com exceção da madeira e do bambu são dimensionados usando o método da resistência. As combinações consideradas no método da tensão admissível de dimensionamento só devem ser aplicadas quando for explicitamente solicitado pela Secção ou Capítulo correspondente do regulamento.

Combinações utilizadas no método da tensão admissível de dimensionamento:

$$D + F \quad (2.6)$$

$$D + H + F + L + T \quad (2.7)$$

$$D + H + F + (L_r \text{ ou } G \text{ ou } L_e) \quad (2.8)$$

$$D + H + F + 0,75(L + T) + 0,75(L_r \text{ ou } G \text{ ou } L_e) \quad (2.9)$$

$$D + H + F + W \quad (2.10)$$

$$D + H + F + 0,7E \quad (2.11)$$

$$D + H + F + 0,75W + 0,75L + 0,75(L_r \text{ ou } G \text{ ou } L_e) \quad (2.12)$$

$$D + H + F + 0,75(0,7E) + 0,75L + 0,75(L_r \text{ ou } G \text{ ou } L_e) \quad (2.13)$$

$$0,6D + W + H \quad (2.14)$$

$$0,6D + 0,7E + H \quad (2.15)$$

Combinações utilizadas no método da resistência:

$$1,4(D + F) \quad (2.16)$$

$$1,2(D + F + T) + 1,6(L + H) + 0,5(L_r \text{ ou } G \text{ ou } L_e) \quad (2.17)$$

$$1,2D + 1,6(L_r \text{ ou } G \text{ ou } L_e) + (L \text{ ou } 0,8W) \quad (2.18)$$

$$1,2D + 1,6W + 1,0L + 0,5(L_r \text{ ou } G \text{ ou } L_e) \quad (2.19)$$

$$1,2D + 1,0E + 1,0L \quad (2.20)$$

$$0,9D + 1,6W + 1,6H \quad (2.21)$$

$$0,9D + 1,0E + 1,6H \quad (2.22)$$

onde:

D – carga permanente;

E – força sísmica de cálculo reduzida, $E = F_s/R$;

F – carga devida ao peso e pressões de fluídos;

G – carga devida ao granizo, sem ter em conta a contribuição da possível acumulação;

L – cargas devidas ao uso e ocupação da edificação;

L_e – carga de acumulação de água;

L_e – carga variável a atuar na cobertura;

H – carga devida aos impulsos laterais do solo, do nível freático ou de materiais armazenados com restrição horizontal;

T – forças e efeitos causados por efeitos acumulados de variação de temperatura, retração, fluência, alterações de humidade, assentamentos diferenciais ou a combinação destes efeitos;

W – carga do vento;

Em ambos os casos devem ser considerados os efeitos mais desfavoráveis da ação do vento e da ação sísmica, tomando-os independentemente.

Nos subcapítulos seguintes são tecidas considerações em relação às cargas permanentes (B.4) e variáveis (B.5), sendo fornecidas tabelas com valores típicos a considerar no projeto estrutural.

A ação do vento é analisada no Capítulo B.6, sendo este bastante extenso e detalhado, no entanto não será alvo de análise neste desenvolvimento.

2.3.3 Projeto geotécnico

Relativamente à componente geotécnica, a Secção H (*Estudios Geotécnicos*) revela bastante importância, estando aqui presentes os critérios básicos para a caracterização de terrenos. Estes critérios aplicam-se a investigações dos solos e têm como fim fornecer as recomendações geotécnicas para o dimensionamento e execução de escavações, reforço de solos, estruturas de contenção, fundações e ainda como auxílio na definição dos espectros de resposta à ação sísmica.

No Capítulo H.2 são mencionadas as definições gerais relativas aos estudos geotécnicos, sendo que estes são considerados obrigatórios para todos os edifícios urbanos e rurais inseridos em qualquer grupo de uso.

Os tipos de estudos são definidos no subcapítulo H.2.2, subdividindo-se em estudo geotécnico preliminar, estudo geotécnico definitivo e assessoria geotécnica nas fases de dimensionamento e construção.

O estudo geotécnico preliminar visa conhecer as características geotécnicas de um terreno, com o fim de estabelecer as condições que limitam o seu aproveitamento, os potenciais problemas que possam surgir e os critérios e parâmetros necessários para a elaboração de um projeto. Deve apresentar, de um modo geral, a envolvente geológica, as características e recomendações para a elaboração de um projeto. Não sendo obrigatório, é recomendado para projetos especiais ou de grande magnitude, para os quais possa servir de orientação no processo de planejamento.

O estudo geotécnico definitivo é realizado para um projeto específico, no qual devem ser descritos todos os aspectos relativos às condições físico-mecânicas do terreno e recomendações particulares para o dimensionamento e construção das fundações. Este deve abordar, no mínimo, os seguintes aspectos:

- de projeto, identificação do local, objetivo do estudo, sistema estrutural, etc.;
- do solo, incluindo identificação dos tipos de solo e as suas características físico-mecânicas;
- das análises geotécnicas, justificando as opções tomadas;
- das recomendações para dimensionamento, definindo parâmetros geotécnicos e pressões admissíveis;
- das recomendações para proteção de edificações e prédios vizinhos, estimando assentamentos induzidos pela nova estrutura ou produzidos por escavações;
- das recomendações para a construção, fornecendo soluções para o sistema construtivo e alternativas viáveis;

A investigação geotécnica em fase de projeto e construção é aplicada para projetos classificados como de categoria Média, Alta ou Especial. Deve ser realizada por um Engenheiro Geotécnico especializado que aprovará as decisões tomadas quanto aos níveis e estratos das fundações, os procedimentos e o comportamento da estrutura durante a fase de construção.

No subcapítulo H.2.3 é feita referência à água subterrânea, indicando-se que esta produz uma diminuição das propriedades resistentes do solo, podendo ainda levar à erosão interna. Assim, os estudos geotécnicos devem analisar a existência de lençóis freáticos, fluxos e a presença de canais.

Seguidamente, no subcapítulo H.2.4, é introduzido o conceito de Fatores de Segurança (F_S). Este conceito é definido como a relação entre as forças resistentes F_R e as forças atuantes F_A .

O Fator de Segurança é então definido por:

$$F_S = F_R / F_A \quad (2.23)$$

Segundo a presente Norma, na Engenharia Geotécnica o Fator de Segurança Básico ou Direto, F_{SB} , é definido como a relação entre o esforço de corte último resistente τ_f e o esforço de corte atuante τ_A .

$$F_{SB} = \tau_f / \tau_A \quad (2.24)$$

A seleção dos fatores de segurança deve ser justificada tendo em conta a magnitude da obra, as consequências de uma possível falha no edifício e nas suas fundações, e a qualidade da informação disponível relativa ao terreno. Em qualquer caso, os Fatores de Segurança Básicos aplicados ao material terroso não devem ser inferiores aos Fatores de Segurança Básicos Mínimos F_{SBM} apresentados, em que as cargas se referem a valores nominais sem coeficientes de majoração e onde se aplica para as forças sísmicas E , um fator $R=1,0$. Em nenhum caso o Fator de Segurança Básico Mínimo, F_{SBM} , poderá ser inferior a 1,0.

Tabela 2.7 – Fatores de Segurança Básicos Mínimos (NSR-10 [4])

Cargas	F_{SBM}	
	Cálculo	Construção
Permanente + Variável	1,50	1,25
Permanente + Variável Máxima	1,25	1,0
Permanente + Variável + Sismo de Cálculo Pseudo-estático	1,10	1,0

No final deste subcapítulo é apresentada uma lista de Normas Técnicas aceites e aplicáveis a ensaios de campo e de laboratório: normas NTC, publicadas pelo ICONTEC (Instituto Colombiano de Normas Técnicas e Certificação) e, em casos não contemplados nestas, podem ser indagadas as normas ASTM, publicadas pela Sociedade Americana de Testes e Materiais.

No Capítulo H.3 (*Caracterización geotécnica del subsuelo*) são definidos o número mínimo e a profundidade mínima das sondagens de exploração do terreno, os quais dependem das dimensões da edificação (definida como unidade de construção). Estes mínimos adotados podem ser alargados, dependendo das condições locais e dos resultados da exploração inicial.

A unidade de construção é definida como:

- uma edificação em altura;
- grupo de construções geminadas com comprimento em planta inferior a 40 m;
- cada zona separada por juntas de construção;

- construções geminadas de categoria Baixa com comprimento em planta máximo de 80 m;
- cada fração do projeto com altura, cargas ou níveis de escavação diferentes.

Para os casos onde o projeto exceda os comprimentos definidos, este deverá ser fragmentado em várias unidades de construção.

Estas unidades podem ser classificadas por categorias (Baixa, Média, Alta e Especial), segundo o número total de pisos e as cargas máximas de serviço nos pilares. Para a determinação das cargas máximas de serviço aplica-se a combinação de cargas permanentes e variáveis devido ao uso e ocupação do edifício, quanto ao número de pisos devem incluir-se todos os pisos definidos no projeto, caves, terraços e pisos técnicos. A classificação é apresentada na Tabela 2.8, e em situações de dúvida deverá ser atribuída a categoria mais desfavorável.

Tabela 2.8 – Classificação das unidades de construção por categorias (NSR-10 [4])

Categoria da unidade de construção	Segundo os pisos de construção	Segundo as cargas máximas de serviço nos pilares (kN)
Baixa	Até 3 pisos	Menos de 800 kN
Média	Entre 4 e 10 pisos	Entre 801 e 4000 kN
Alta	Entre 11 e 20 pisos	Entre 4001 e 8000 kN
Especial	Mais de 20 pisos	Mais de 8000 kN

No subcapítulo H.3.2 definem-se as bases de investigação do terreno para estudos definitivos. Numa fase inicial, o Engenheiro Geotécnico responsável pelo projeto deve compilar e avaliar os dados disponíveis sobre as características do local, tais como: geologia, sismicidade, clima, vegetação, existência de edificações e infraestruturas vizinhas e estudos anteriores existentes. Por outro lado, a entidade que solicitou o estudo deve fornecer ao Engenheiro Geotécnico toda a informação de projeto necessária, como: levantamento topográfico do terreno, cenário urbanístico onde se irá desenvolver o edificado, desenvolvimento previsto do projeto, tipo de edifício, sistema estrutural, níveis de escavação, cargas, redes de serviços e outros aspetos considerados pertinentes pelo Engenheiro Geotécnico.

Seguidamente, é definida a exploração de campo, a fim de conhecer e caracterizar o perfil do solo afetado pelo projeto, executando ensaios diretos ou indiretos sobre os materiais encontrados, e obtendo amostras para a execução de ensaios de laboratório. Esta deve ser ampla e suficiente para alcançar um conhecimento adequado do solo até à profundidade afetada pela construção. Desta forma, é definida uma profundidade mínima e número mínimo de sondagens a realizar, por unidade de construção, em função da sua categoria e que se apresentam na Tabela 2.9. Esta definição não impede a realização de sondagens complementares se assim for necessário.

Tabela 2.9 – Número mínimo de sondagens e profundidade (NSR-10 [4])

Categoria	Categoria Baixa	Categoria Média	Categoria Alta	Categoria Especial
Profundidade mínima das sondagens	6 m	15 m	25 m	30 m
Número mínimo de sondagens	3	4	4	5

As características e a distribuição das sondagens devem cumprir, além das anteriormente mencionadas, as seguintes disposições:

- as sondagens com recolha de amostras devem constituir no mínimo 50% das sondagens realizadas no estudo definitivo;
- nas sondagens com recolhas de amostras, estas devem ser recolhidas a cada 1 m, nos primeiros 5 m, e a partir deste nível a cada alteração de solo ou a cada 1,5 m;
- pelo menos 50% das sondagens devem estar localizadas dentro da projeção da construção sobre o terreno;
- as sondagens praticadas no desenvolvimento do Estudo Preliminar podem ser incluídas no Estudo Definitivo sempre que tenham sido executadas com a mesma qualidade e seguindo as especificações vigentes;
- o número de sondagens deve cobrir completamente a área afetada às construções, bem como as áreas que não sejam diretamente afetadas por edifícios, mas por taludes ou outras intervenções;
- em registos de sondagens em rios ou no mar, é necessário ter em conta o efeito das marés e a variação dos níveis de água.

Quando à profundidade das sondagens, é definido que pelo menos 50% de todas as sondagens devem alcançar a profundidade mínima definida na Tabela 2.9, podendo esta ser afetada pelos seguintes critérios:

- profundidade sobre a qual o incremento de esforço vertical causado pelo edifício, ou conjunto de edifícios, sobre o terreno seja 10% do esforço vertical na interface solo/fundação;
- 1,5 vezes o comprimento do ensoleiramento geral;
- 2,5 vezes a largura da sapata de maior dimensão;
- comprimento total da estaca com maior diâmetro, mais 4 vezes o seu diâmetro ou 2 vezes a largura do conjunto de estacas;
- 2,5 vezes a largura do maior maciço de encabeçamento, para grupos de estacas;

- nos casos em que se encontre rocha firme, ou solos similares a rochas, a profundidades inferiores das mínimas estabelecidas, 50% das sondagens devem penetrar estes materiais, de acordo com a categoria da unidade de construção:
 - Categoria Baixa – as sondagens podem-se suspender ao atingir tais materiais;
 - Categoria Média – penetrar um mínimo de 2 m ou 2 vezes o diâmetro das estacas;
 - Categoria Alta e Especial – penetrar um mínimo de 4 m ou 2,5 vezes o diâmetro, sempre e quando se verifique a continuidade do material caracterizado.
- Sempre que forem necessárias profundidades maiores do que as definidas na Tabela 2.9, 20% das sondagens devem cumprir com a maior profundidade obtida.

O número mínimo de sondagens foi já apresentado na Tabela 2.9, contudo é definido que para sondagens realizadas na fronteira entre unidades de construção adjacentes, do mesmo projeto, podem-se considerar válidos para as duas unidades sempre e quando se considere a maior profundidade aplicável. Nos casos de projetos com várias unidades de construção similares, o número total de sondagens calcula-se a partir da segunda unidade de construção e seguintes, como 50% do obtido para a primeira unidade, aumentando para o número inteiro seguinte ao aplicar a redução.

No subcapítulo H3.3 abordam-se as considerações relativas a ensaios. Resumidamente, as amostras obtidas da exploração de campo devem ser objeto de cuidados que garantam a sua integridade e conservação. Aquelas que tenham como fim a execução de ensaios de laboratório devem ser selecionadas pelo Engenheiro Geotécnico e devem corresponder aos diferentes materiais afetados pelo projeto.

O tipo e o número de ensaios dependem das características dos materiais a analisar, do alcance do projeto e dos critérios definidos pelo responsável. Devem permitir conhecer e estabelecer com clareza as propriedades dos terrenos analisados tais como: peso unitário, permeabilidade, características de compressibilidade e expansão, resistência ao corte, assim como as propriedades de tensão/deformação face a cargas cíclicas.

São ainda definidas as propriedades básicas para a caracterização de solos e rochas segundo o seguinte:

- Solos – peso unitário, humidade, e classificação completa para cada um dos estratos e os seus níveis de meteorização. Devem igualmente ser determinadas as propriedades resistências de cada um dos materiais mediante análises de compressão simples ou corte direto (solos coesivos ou granulares) e SPT (solos granulares);
- Rochas – peso unitário, compressão simples e eventualmente os níveis de alteração do material.

As propriedades dinâmicas do solo, em particular o módulo de rigidez G , e a percentagem de amortecimento crítica, ξ , a diferentes níveis de deformação, devem ser determinados em laboratório mediante ensaio de coluna ressonante, ensaio triaxial cíclico, corte simples cíclico ou outros semelhantes.

Relativamente aos ensaios de campo (*in situ*), devem ser realizados com equipamentos e metodologias de reconhecida aceitação técnica e calibrados, sempre e quando a os seus resultados e interpretações se apoiem em correlações sustentadas em experiências publicadas e estabelecendo os seus intervalos mais prováveis de confiabilidade.

No Capítulo H.4 (*Cimentaciones*) são referidas as considerações para o dimensionamento geotécnico de fundações tendo em conta a capacidade resistente do terreno. Refere-se que as fundações devem ser assentes sobre materiais que apresentem propriedades mecânicas adequadas em termos de resistência e rigidez, ou sobre aterros artificiais, que não incluam materiais degradáveis, e devidamente compactados. Todos os parâmetros aplicados no dimensionamento devem ser devidamente justificados, com base em resultados de ensaios de campo e laboratório.

O dimensionamento das fundações deve ter em conta os Estados Limites de Falha (Últimos), do solo de fundação e da própria fundação, e os Estados Limites de Serviço.

Relativamente ao caso de sapatas e ensoleiramentos, incorporados no subcapítulo H.4.2, e mais concretamente aos Estados Limites Últimos, é referido que o esforço limite deve ser calculado por métodos analíticos ou empíricos, devidamente apoiados em experiências documentadas, recorrendo aos métodos da teoria da plasticidade e/ou análises de equilíbrio que considerem os diversos mecanismos de falha compatíveis com o perfil estratigráfico. No cálculo deve ser tido em conta o seguinte:

- posição do nível freático mais desfavorável durante a vida útil da edificação;
- excentricidades que existam entre o ponto de aplicação das cargas e o centro geométrico da fundação;
- influência de estratos de solos brandos abaixo da fundação;
- influência de taludes próximos às fundações;
- solos suscetíveis de perda parcial ou total de resistência devido a fenómenos de liquefação induzidos por solicitações sísmicas;
- existência de galerias, cavernas, grutas e outras cavidades.

No caso dos Estados Limites de Serviço, a segurança verifica-se com o cálculo dos assentamentos, tópico que é tratado no subcapítulo H.4.8 da Norma e que será analisado mais adiante neste documento.

A capacidade admissível de cálculo (tensão admissível), deverá ser o menor valor entre o esforço no Estado Limite Último, reduzido por um fator de segurança, e aquele que produza assentamentos iguais aos máximos permitidos.

No subcapítulo H.4.7 são definidos fatores de segurança indiretos mínimos F_{SICP} , para a capacidade resistente de sapatas, sendo apresentados na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 – Fatores de segurança indiretos mínimos F_{SICP} (NSR-10 [4])

Cargas	F_{SICP} Mínimo
Permanente + Variável	3,0
Permanente + Variável Máxima	2,5
Permanente + Variável + Sismo de Cálculo Pseudo-estático	1,5

Os assentamentos e os seus efeitos são caracterizados no subcapítulo H.4.8, sendo considerados os assentamentos imediatos, por consolidação, secundários e induzidos pela ação sísmica. A sua avaliação deve realizar-se mediante modelos aceites e empregando parâmetros de deformação obtidos a partir de ensaios ou correlações suficientemente apoiadas na experiência. Podem utilizar-se relações entre o módulo de elasticidade e o valor de penetração com SPT ou CPT.

Os assentamentos imediatos, sob ação de cargas estáticas, são calculados utilizando a teoria da elasticidade, sendo que no caso de solos granulares se tem em conta o incremento de rigidez do solo devido às pressões de confinamento. Os assentamentos por consolidação, essencialmente verificados em solos coesivos, produzem-se pela saída gradual de água do solo como resposta a um carregamento externo. Os assentamentos secundários, ou consolidação secundária, definem-se como a deformação que ocorre ao longo do tempo mediante aplicação de um esforço efetivo constante. Contudo, estas deformações podem coincidir no tempo com a consolidação, sendo necessária uma análise cuidada para a eventual ocorrência de tais fenómenos. À soma de todos os assentamentos que podem ser experimentados pela fundação dá-se o nome de assentamento total.

Os efeitos dos assentamentos são contabilizados através de limitações impostas para assentamentos totais, diferenciais (definidos pela diferença entre os assentamentos de duas partes diferentes da estrutura) e por rotação (definidos pela rotação da estrutura sob o plano horizontal e produzidos por assentamentos diferenciais).

Os assentamentos totais são calculados a 20 anos e devem ser limitados aos seguintes valores:

- 30 cm para construções isoladas, sempre e quando não afetem a funcionalidade das infraestruturas de serviços e os acessos à construção;

- 15 cm para construções intermédias, sempre e quando não afetem as construções e instalações vizinhas.

O caso dos assentamentos diferenciais, apresentados na Tabela 2.11, são definidos em função de l , que é a distância entre apoios de pilares, e de acordo com o tipo de construção.

Tabela 2.11 – Valores máximos de assentamentos diferenciais (NSR-10 [4])

Tipo de construção	Δ_{max}
Edifícios com paredes e acabamentos suscetíveis de se danificarem com assentamentos pequenos	$\frac{l}{1000}$
Edifícios com paredes resistentes em betão ou alvenaria	$\frac{l}{500}$
Edifícios com pórticos em betão, sem acabamentos suscetíveis de se danificarem com assentamentos pequenos	$\frac{l}{300}$
Edifícios em estrutura metálica, sem acabamentos suscetíveis de se danificarem com assentamentos pequenos	$\frac{l}{160}$

Os assentamentos de rotação devem ser limitados a valores que não produzam efeitos estéticos ou funcionais que impeçam ou prejudiquem o funcionamento normal da edificação, ponham em causa a sua segurança, ou diminuam o seu valor comercial. Em nenhum caso devem ultrapassar o valor de $l/250$.

Ainda neste Capítulo, são tecidas algumas ponderações que devem ser consideradas em relação ao dimensionamento estrutural de fundações. Refere-se que devem ser calculadas todas as excentricidades que existam entre o ponto de aplicação das cargas e o centro geométrico da fundação, sendo que estas devem entrar no cálculo da capacidade resistente última, capacidade admissível (tensão admissível) e assentamentos totais, diferenciais e de rotação. As pressões de contacto podem ser determinadas para as diferentes combinações de carga a curto e a longo prazo, com base em simplificações e hipóteses conservadoras, ou mediante análises de interação solo-estrutura.

Seguidamente, surgem diversos Capítulos que abordam situações mais específicas e que não serão alvo de estudo. No entanto, destaca-se o Capítulo H.7 relativo à avaliação geotécnica dos efeitos sísmicos, o Capítulo H.9 relativo a condições geotécnicas especiais e o Capítulo H.10 relativo a ameaças de origem sísmo-geotécnicas e o reforço de fundações.

2.3.4 Projeto estrutural

O dimensionamento de elementos estruturais em betão é contemplado na Secção C (*Concreto estrutural*), sendo permitida a utilização de alguns documentos externos à Norma, tal como o ACI 314 (*Guide to Simplified Design of Reinforced Concrete Buildings*) publicado pelo American Concrete Institute. No

entanto, a aplicação de documentos complementares é limitada a edifícios de até 5 pisos e com menos de 3000 m² de área.

No Capítulo C.3 são descritas as disposições necessárias aos materiais usados na execução de estruturas de betão, de forma a assegurar que alcancem a qualidade exigida. São descritos ensaios e normas a verificar para os vários constituintes do betão tais como, cimento, agregados, água e aditivos, e aço para o betão armado.

O Capítulo C.7 aborda as questões relativas aos detalhes de armaduras nas peças estruturais. Referente a esta parte salienta-se a definição de recobrimentos mínimos, obtidos em função da exposição do betão e do diâmetro de armadura utilizado, para o caso de elementos betonados *in situ* e em contacto com o solo ou sujeitos a intempéries:

- 50 mm - para armaduras com diâmetros entre 20 mm e 55mm;
- 40 mm - para armaduras com diâmetros com 16 mm ou menores.

Os requisitos de resistência são definidos no Capítulo C.9, citando-se que os elementos estruturais devem ser dimensionados para que tenham uma resistência de cálculo pelo menos igual à resistência requerida, calculando-se esta última para as cargas e forças majoradas sob as condições definidas neste Capítulo.

A resistência requerida U , deve ser pelo menos igual ao efeito das cargas majoradas, Estado Limite de Serviço, nas seguintes equações:

$$1,4(D + F) \quad (2.25)$$

$$1,2(D + F + T) + 1,6(L + H) + 0,5(L_r \text{ ou } G \text{ ou } L_e) \quad (2.26)$$

$$1,2D + 1,6(L_r \text{ ou } G \text{ ou } L_e) + (1,0L \text{ ou } 0,8W) \quad (2.27)$$

$$1,2D + 1,6W + 1,0L + 0,5(L_r \text{ ou } G \text{ ou } L_e) \quad (2.28)$$

$$1,2D + 1,0E + 1,0L \quad (2.29)$$

$$0,9D + 1,6W + 1,6H \quad (2.30)$$

$$0,9D + 1,0E + 1,6H \quad (2.31)$$

O fator de carga das ações variáveis L , nas equações (2.27) e (2.29), pode ser reduzido em 50% exceto para estacionamentos e áreas ocupadas como lugares de reunião pública, ou áreas onde a sobrecarga exceda 4,8 kN/m².

A resistência de cálculo proporcionada por um elemento deve ser tomada como a resistência nominal multiplicada por fatores de redução de resistência ϕ . Estes fatores dependem das peças em análise e dos esforços associados a estas, servem de exemplo os seguintes casos:

- Secções controladas por compressão – 0,65
- Secções sujeitas a corte e torção – 0,75

No Capítulo C.15 são definidas as regras de dimensionamento estrutural de fundações. Este Capítulo inclui as disposições para o dimensionamento de sapatas isoladas, sapatas combinadas, maciços de encabeçamento de estacas, ensoleiramentos, estacas, muros, estruturas de contenção e vigas de equilíbrio. É de salientar que esta norma prevê, em diversos pontos do Capítulo C, alguns capítulos que fazem referência a dimensionamento de elementos em betão, em função do tipo de esforços a que estão sujeitos.

Assim, é definido que as sapatas devem ser dimensionadas de forma a resistir às cargas majoradas e às reações induzidas, sendo que a sua área em planta é obtida recorrendo aos princípios de mecânica dos solos ou à resistência admissível do terreno. A sua altura, no caso de serem apoiadas no solo, não deve ser inferior a 150 mm e no caso de serem apoiadas em estacas não deve ser inferior do que 300 mm.

Os efeitos dos momentos fletores em sapatas são abordados no subcapítulo C.15.4, referindo-se que os momentos fletores máximos majorados $M_{u,}$ devem ser calculados para as seguintes secções críticas:

- na face dos pilares ou muros, dependendo do caso;
- no ponto médio entre o eixo central e a borda do muro, para sapatas que suportem muros de alvenaria;
- no ponto médio entre a face do pilar e a borda da chapa metálica, no caso de sapatas que suportem pilares com base de ligação metálica.

No caso de sapatas armadas numa direção e em sapatas quadradas armadas nas duas direções, a armadura deve ser distribuída uniformemente ao longo da largura total da sapata.

Para os casos de sapatas retangulares armadas em duas direções, o reforço deve distribuir-se em função da sua maior e menor dimensões. Na sua maior direção deve ser distribuído uniformemente ao longo de todo o comprimento. Para o reforço da menor dimensão, uma porção do reforço total, $\gamma_s A_s$, deve ser distribuída de forma uniforme sobre uma banda (centrada relativamente ao eixo do pilar) cujo desenvolvimento seja igual à dimensão do menor lado da sapata. O restante desenvolvimento, dado por $(1 - \gamma_s)A_s$, deve ser distribuído uniformemente nas zonas que fiquem fora da banda central da sapata.

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta + 1)} \quad (2.32)$$

Onde:

γ_s – fator utilizado para determinar a porção de reforço a utilizar na banda central de uma sapata;

A_s – área de aço longitudinal em mm²;

β – relação entre o lado maior e menor de uma sapata.

O cálculo relativo à resistência ao esforço transversal é considerado no subcapítulo C.15.5, remetendo por sua vez para o Capítulo C.11 que aborda esforços de corte e torção. O reforço ao corte pode ser assegurado por estribos perpendiculares ao eixo do elemento, que não devem estar espaçados de mais de $d/2$ ou 600 mm.

A verificação da resistência ao corte é então definida como:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.33)$$

Onde:

V_u – força de corte majorada, na seção considerada;

V_n – resistência ao corte nominal definida como $V_n = V_c + V_s$ onde:

V_c – resistência ao corte nominal proporcionada pelo betão;

V_s – resistência ao corte nominal proporcionada pelo aço de reforço.

A resistência ao corte nominal proporcionada pelo betão V_c , é dado pelo menor valor das três equações seguintes:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (2.34)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (2.35)$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (2.36)$$

onde:

b_0 – perímetro da secção crítica ao corte para sapatas e lajes, em mm;

d – altura útil, em mm;

f'_c – resistência à compressão do betão, em MPa;

α_s – constante utilizada para calcular V_c e que depende da posição relativa do pilar:

– 40 – pilares interiores;

- 30 – pilares de bordo;
- 20 – para pilares de canto;

λ – fator de modificação que tem em conta as propriedades reduzidas do betão leve, relativamente aos betões de peso normal e de igual resistência à compressão;

O valor de V_c não deve ser maior do que $0,17\lambda\sqrt{f'_c}b_0d$ e V_n não deve ser maior do que $0,5\sqrt{f'_c}b_0d$.

De acordo com o subcapítulo C.11.11.3, permite-se a aplicação de reforço ao esforço transversal através de estribos com um ou vários ramos, em sapatas com d maior ou igual a 150 mm, mas menor do que 16 vezes o diâmetro da barra considerada. A sua resistência dada por V_s deve ser calculada segundo:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2.37)$$

onde:

A_v – área de reforço ao corte com um espaçamento s , em mm²;

f_y – resistência específica à tração do reforço, em MPa;

s – espaçamento medido centro a centro do reforço transversal, em mm.

2.4 ÁFRICA DO SUL

Em território Sul Africano as bases para os projetos de estruturas de edifícios e estruturas industriais, encontram-se expostos no conjunto de Normas SANS 10160 (*Basis of Structural design and actions for buildings and industrial structures*) publicadas pelo SABS (*South African Bureau of Standards*) e aprovadas pelo Comité Nacional (SABS SC 591), e que se apresentam em 8 partes, sendo que apenas serão mencionadas as de relevância para o presente desenvolvimento. É também importante referir, que estas são baseadas, em alguns aspetos, em determinadas partes dos Eurocódigos, sendo por vezes feitas as respetivas referências.

Além do referido previamente, será ainda abordada a Norma SANS 0100-1 (*The Structural use of concrete - Part 1: Design*) [5], aplicada no dimensionamento de estruturas de betão.

As Normas citadas são empregues à generalidade das construções, não incluindo os casos de “estruturas especiais” tais como pontes, túneis, paredes de contenção, reservatórios, entre outras.

2.4.1 Bases para o dimensionamento estrutural

A Parte 1 (*Basis of Structural design*) [6] serve como base para especificar os métodos de determinação de ações em estruturas e a sua resistência, de acordo com o conceito dos coeficientes parciais aplicados aos Estados Limites. Os requisitos e procedimentos são formulados de forma a permitir alcançar níveis aceitáveis de segurança, utilização e durabilidade das estruturas. Nesta Norma encontram-se: requisitos para os valores mínimos específicos das ações que atuam nos diversos tipos de estruturas, as determinações de valores de cálculo para os efeitos das ações, combinadas sob uma variedade de Estados Limites, e requisitos gerais para desenvolver uma resistência estrutural fiável.

O Capítulo 4 (*Requirements*), define as bases para os requisitos gerais, sem grande desenvolvimento, relativamente à escolha do tipo de estrutura a aplicar num determinado caso, requisitos para garantir integridade estrutural e robustez, requisitos de durabilidade e medidas para a gestão da qualidade da estrutura.

No Capítulo 5 é feita a introdução aos princípios para o dimensionamento segundo os Estados Limites, referindo-se que deve ser feita uma distinção entre Estados Limites Últimos e de Serviço e que estes devem estar associados a cada situação de dimensionamento, tendo em conta tanto a natureza das ações como a resposta da estrutura a estas. Verifica-se que o conceito de Estados Limites se mantém, de acordo com o verificado anteriormente.

Na Norma é descrito que os Estados Limites Últimos estão relacionados com a segurança das pessoas e com a segurança da estrutura, por vezes podendo também relacionar-se com a segurança de bens materiais, sendo também estes casos inseridos nos Estados Limites Últimos. De acordo com a Norma, devem ser verificados os seguintes Estados Limites Últimos, quando relevantes: perda de equilíbrio da estrutura ou de alguma parte (considerada como um corpo rígido), falha por deformação excessiva, e falha causada por fadiga ou outro efeito dependente do tempo.

As situações de dimensionamento em Estado Limite Último podem ser classificadas, de acordo com a natureza da ação aplicada, como:

- situações persistentes, referem-se a condições de utilização normal;
- situações transientes, referem-se a condições temporárias aplicadas à estrutura (reparações);
- situações acidentais, referem-se a condições excecionais (fogo, explosões, impactos);
- situações sísmicas, referem-se a eventos sísmicos;
- falha causada por fadiga do material estrutural.

Os Estados Limites de Serviço estão relacionados com o funcionamento da estrutura, a sua aparência e a percepção de segurança e bem-estar sentida pelos seus utilizadores. Contudo, é feita referência aos casos em que, por exemplo, deformações excessivas que afetam a resistência da estrutura, estando também relacionados com o seu funcionamento e aparência, devem ser tratados como Estados Limites Últimos e não de Serviço.

As situações de dimensionamento em Estado Limite de Serviço podem ser classificadas, de acordo com a natureza temporal da ação aplicada e da sua consequência na estrutura, como:

- situações irreversíveis, têm consequências para a utilização e que se mantêm até serem reparadas (deformações danosas);
- situações reversíveis, têm consequências para a utilização e que se mantêm enquanto a causa que as provocou persistir (deformações e vibrações que causam desconforto aos utilizadores);
- situações a longo prazo, têm consequências para a utilização e que se podem desenvolver ao longo de um período extenso;

Ainda neste Capítulo definem-se e classificam-se as ações face à sua origem, variação e à sua natureza ou resposta da estrutura face às mesmas, ou ambos os casos.

Os valores característicos das ações são definidos no Ponto 5.5.2 e representam-se por F_k . As ações permanentes características podem ser representadas por G_k e as variáveis por Q_k . As propriedades dos materiais e as propriedades geométricas também são representadas pelos seus valores característicos ou diretamente pelos seus valores de cálculo, dependendo dos casos.

Os valores de combinação para as ações variáveis definem-se no Capítulo 6 como o produto de um fator de combinação ψ pelo valor característico Q_k . Os fatores de combinação utilizados para os casos em que a ação variável não está relacionada com a ação variável principal são apresentados na Tabela 2.12 sob a forma resumida.

As condições de verificação dos Estados Limites Últimos encontram-se definidas no Capítulo 7, considerando-se como relevantes os seguintes:

- STR – falha interna ou deformação excessiva da estrutura ou de elementos estruturais para os quais a resistência do material estrutural tem uma contribuição significativa para a resistência;
- EQU – perda de equilíbrio estático da estrutura ou de alguma parte ou do solo considerado como um corpo rígido ou *uplift* devido a pressão hidrostática ou outras ações verticais, onde as resistências dos materiais de construção ou do solo geralmente não governam;
- GEO – falha, ou deformação excessiva do solo, no qual as suas características contribuem significativamente para a resistência;

- ACC – estados limites que envolvem ações acidentais e sísmicas;
- FAT – falha por fadiga da estrutura ou do elemento estrutural.

Tabela 2.12 – Fatores de combinação para ações variáveis não correlacionadas (SANS 10160-1 [6])

Ação variável	Categoria	Uso específico	Fator de combinação ψ
Cargas impostas pela classe da categoria de ocupação	A	Áreas residenciais	0,3
	B	Áreas públicas não suscetíveis a concentração de pessoas	0,3
	C	Áreas públicas suscetíveis a concentração de pessoas	0,3
	D	Áreas de comércio	0,3
	E1	Uso industrial leve	0,5
	E2	Uso industrial	0,6
	E3	Áreas de armazenamento	0,8
	F	Zonas de tráfego e zonas de estacionamento para veículos com ≤ 25 kN	0,8
	G	Zonas de tráfego e zonas de estacionamento para veículos de 25 kN até 160 kN	0,3
	H	Coberturas não acessíveis	0
	J	Coberturas acessíveis, excluindo as categorias de ocupação A a D	0,3
	K	Coberturas acessíveis, com categorias de ocupação A a D	De acordo com as categorias A a D
Ação do vento		Aplicado á ação que acompanha	0
		Aplicado a ações de serviço reversíveis e de longo-prazo	0,3
Ações geotécnicas: Variável		Água freática	(1,0)
		Água freática (Fluídos)	(1,0)

Para o presente caso será dado ênfase aos Estados Limites STR e GEO.

Quando é considerado um destes Estados Limites Últimos deve ser verificado que:

$$E_d < R_d \quad (2.38)$$

onde:

E_d – valor de cálculo do efeito das ações;

R_d – valor de cálculo da resistência correspondente.

Quando é considerado um Estado Limite de equilíbrio da estrutura deve ser verificado que:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (2.39)$$

onde:

$E_{d,dst}$ – valor de cálculo do efeito das ações destabilizantes;

$E_{d,stab}$ – valor de cálculo do efeito das ações estabilizantes;

Para cada caso de carga crítico, os valores de cálculo dos efeitos das ações, E_d , devem ser determinados por combinação dos valores das ações que se consideram ocorrerem em simultâneo.

A combinação de ações para a resistência estrutural (STR), em situações persistentes e transitórias, é dada por:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} "+" P "+" \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \times \psi_i \times Q_{k,i} \quad (2.40)$$

onde:

" + " – significa “combinado com”;

Σ – significa “o efeito combinado de”;

$\gamma_{G,j}$ – fator parcial para a ação permanente, j ;

$G_{k,j}$ – valor característico para a ação permanente, j ;

P – valor representativo da ação de pré-esforço;

$\gamma_{Q,1}$ – fator parcial para a ação variável principal;

$Q_{k,1}$ – valor característico da ação variável principal;

$\gamma_{Q,i}$ – fator parcial da ação variável acompanhante, i ;

$Q_{k,i}$ – valor característico da ação variável acompanhante, i ;

ψ_i – fator de combinação da ação variável acompanhante, i ;

O estado limite que envolve ações geotécnicas (GEO), em que deve ser verificada a resistência de elementos estruturais e a resistência do solo, deve ser comprovada pela combinação mais condicionante, com fatores para os parâmetros do solo de acordo com a Norma SANS 10160-5 [7], que será abordada no próximo Capítulo. Podem ser definidos, em concordância com a equação (2.40), os seguintes casos:

- usando os fatores parciais γ_G e γ_Q , da Tabela 2.13 para a combinação STR, com as ações geotécnicas calculadas usando valores não afetados dos parâmetros do solo;
- usando os fatores parciais γ_G e γ_Q , da Tabela 2.13 para a combinação GEO, com as ações geotécnicas calculadas usando valores afetados dos parâmetros do solo;

Os fatores parciais considerados no Estado Limite Último são definidos, de forma resumida, na Tabela 2.13.

Tabela 2.13 – Fatores parciais para as ações no Estado Limite Último (SANS 10160-1 [6])

Tipo de ação			Fator parcial da ação γ_f			
			STR		GEO	
			DF ^b	F ^c	DF ^b	F ^c
Ações permanentes	Peso próprio		1,2	0,9	1,0	1,0
	Ações geotécnicas	Parâmetros do solo não afetados	1,2	0,9	Não aplicável	
		Parâmetros do solo afetados	Não aplicável		1,0	0
	Cargas de fluídos		1,2	0	1,0	0
	Outras deformações impostas (assentamentos)		1,2	-	^a	
Ações variáveis	Cargas impostas		1,6	0	1,3	0
	Ações geotécnicas	Parâmetros do solo não afetados	1,6	0	Não aplicável	
		Parâmetros do solo afetados	1,6	0	1,0	
	Outras cargas variáveis não consideradas acima		1,6	0	1,3	0

^a deformações impostas podem não ser consideradas em casos em que o alcance do Estado Limite envolva grandes deformações ou movimentos do corpo.

^b DF - Desfavorável

^c F - Favorável

No caso dos Estados Limites de Serviço deve ser verificado que:

$$E_d \leq C_d \quad (2.41)$$

onde:

E_d – valor de cálculo do efeito das ações em situação de serviço, determinado com base na combinação relevante;

C_d – valor de cálculo limite da situação de serviço relevante.

Nesta Norma não é feita referência aos Estados Limites de Serviço para situações de cariz geotécnico (nomeadamente assentamentos), no entanto são consideradas deformações verticais que poderão ocorrer como consequências de assentamentos das fundações. Deste modo, apresentam-se, de seguida, as combinações consideradas para os casos irreversíveis e reversíveis de serviço.

A combinação de ações para a situação de serviço irreversível é dada por:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \times \psi_i \times Q_{k,i} \quad (2.42)$$

onde:

$\gamma_{G,j} = 1,1$ para casos desfavoráveis, e 1,0 para casos favoráveis de ações permanentes devido ao peso próprio, j ;

$\gamma_Q = 0,6$ para cargas do vento;

$\gamma_{Q,i} = 1,0$ para todas as outras cargas impostas, i ;

Para situações de serviço reversíveis a combinação é dada por:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_i \times Q_{k,i} \quad (2.43)$$

onde:

$\gamma_{G,j} = 1,1$ para casos desfavoráveis, e 1,0 para casos favoráveis de ações permanentes devido ao peso próprio, j ;

2.4.2 Projeto geotécnico

A Norma SANS 10160-5 (*Basis for geotechnical design and actions*) [7] prevê os princípios para o dimensionamento geotécnico e serve de guia para a determinação de ações geotécnicas em edifícios. Esta define a classificação e determinação de ações geotécnicas, tais como: carregamentos verticais de terras, pressões de terras, pressões hidrostáticas e ações causadas por movimentos de terras. São ainda apresentados procedimentos para determinar os valores representativos destas ações.

O Capítulo 6 (*Geotechnical and geometrical data*) aborda as investigações geotécnicas e define os parâmetros e propriedades dos terrenos alvo de análise.

Relativamente às investigações geotécnicas, é definido que estas devem ser levadas a cabo de forma a fornecer informação suficiente sobre as condições do terreno e de níveis freáticos, no local da construção e na sua envolvente. O alcance destas investigações deve estar em consonância com a categoria do projeto adotada (definida no Anexo A da Norma e apresentada seguidamente) e com o nível de influência que as propriedades do terreno possam ter no desempenho da estrutura.

Exceto nos casos de estruturas simples ou em condições de terreno bastante palpáveis, e onde o risco seja negligenciável, a investigação deve produzir informação quantitativa para o dimensionamento. Refere-se ainda que as investigações devem incluir descrições detalhadas dos perfis do terreno, de forma a identificar possíveis desvios e variações presentes.

As categorias geotécnicas a atribuir aos projetos são definidas seguidamente, de acordo com o Anexo A da Norma SANS 10160-5 [7], e incluem:

Categoria geotécnica 1

- trabalhos em terrenos com condições, demonstradas por experiência comparável, como de análise bastante direta e fiável;
- situações em que não existam escavações abaixo do nível freático e escavações que não sejam realizadas no seu ângulo de repouso, exceto quando experiência comparável indique que poderão ser estáveis;
- estruturas de pequenas dimensões e relativamente simples sem condições de carregamento especiais;
- onde exista um risco negligenciável associado à estabilidade global ou a movimentos do terreno.

Categoria geotécnica 2

- tipos convencionais de estruturas e fundações;
- estruturas sem riscos ou condições de carregamento excepcionais ou condições do terreno difíceis;
- estruturas para as quais os métodos de dimensionamento estejam bem estabelecidos.

Categoria geotécnica 3

- tipos convencionais de estruturas e fundações;
- estruturas sem riscos ou condições de carregamento excepcionais;
- estruturas para as quais a natureza do terreno ou a complexidade do dimensionamento exijam a validação de um especialista em geotecnia;

Categoria geotécnica 4

- estruturas ou partes de estruturas que saiam dos limites definidos nas categorias 1 a 3, por exemplo, estruturas de grandes dimensões ou pouco usuais;
- estruturas que envolvam riscos anormais;
- Estruturas em condições de terreno inusuais, instáveis ou excepcionalmente difíceis.

As provisões definidas nesta Norma podem ser aplicadas diretamente ao dimensionamento de estruturas das categorias 1 e 2. Contudo, para as categorias 3 e 4 poderão apenas servir de guia, sendo requeridas regras adicionais ou alternativas ao definido na Norma.

Nos Capítulos 6.2 e 6.3 são abordadas as propriedades dos terrenos, ou parâmetros geotécnicos (quando relativos ao dimensionamento), sendo que estes devem ser obtidos de ensaios de campo ou laboratório (diretamente ou por meio de correlações), teorias, empiricamente, e de outras fontes relevantes. É mencionado que as propriedades selecionadas para o dimensionamento devem ter em conta, o nível de confiança nos resultados dos ensaios e no método aplicado, no nível de tensão e modo de deformação do terreno, no ritmo de carregamento e de dissipação de pressão neutra, no efeito do conteúdo de humidade e das suas variações, e do efeito das atividades de construção nas propriedades do terreno.

A seleção dos valores característicos dos parâmetros geotécnicos deve ser realizada como uma estimativa cuidadosa do valor que afeta a ocorrência do Estado Limite sob consideração. Esta deve ter em conta informação existente sobre a geologia do local ou de outros projetos, a variabilidade do parâmetro considerado, o alcance das investigações de campo e de laboratório, a extensão até à qual a ocorrência do Estado Limite seja governada pelas variações locais do parâmetro, e a capacidade da estrutura para redistribuir as cargas para zonas mais resistentes ou rígidas do solo.

Os valores de cálculo dos parâmetros geotécnicos X_d , são derivados dos valores característicos, usando a expressão (2.44), ou aferidos diretamente.

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad (2.44)$$

onde:

X_k – valor característico do parâmetro geotécnico;

γ_M – fator parcial do parâmetro geotécnico.

O valor do fator parcial do parâmetro geotécnico depende do Estado Limite em consideração tal como indicado anteriormente na Tabela 2.13.

Relativamente ao dimensionamento, o Capítulo 7 (*Design verification*) contém as disposições para Estados Limites Últimos e de Serviço.

Tal como verificado previamente, o valor de cálculo dos efeitos das ações, E_d , é determinado de acordo com a SANS 10160-1 [6], usando os coeficientes parciais das ações e das combinações. No caso de o valor de cálculo da resistência às ações, R_d , este deve ser determinado aplicando coeficientes parciais às propriedades do solo, X , ou às resistências, R , ou a ambas, usando uma das seguintes equações:

$$R_d = R\{\gamma_F \times F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (2.45)$$

$$R_d = R\{\gamma_F \times F_{rep}; X_k; a_d\} / \gamma_R \quad (2.46)$$

$$R_d = R\{\gamma_F \times F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} / \gamma_R \quad (2.47)$$

onde:

F_{rep} – valor representativo de uma ação;

a_d – valor de cálculo de um dado geométrico.

Os fatores parciais para os parâmetros do solo são definidos no Anexo B da presente Norma, e são apresentados de seguida na Tabela 2.14.

Tabela 2.14 – Fatores parciais para os parâmetros do solo, γ_M (SANS 10160-5 [7])

Parâmetro do solo	Símbolo	Fatores parciais γ_M	
		Estados limites	
		STR	GEO
Ângulo de atrito interno efetivo ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesão efetiva	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso volúmico	γ_γ	1,0	1,0
^a Este fator é aplicado a $\tan \phi'$			

Em casos de risco agravado ou de condições de carga e de terreno excepcionais, a Norma permite a aplicação de fatores parciais mais severos. Por outro lado, permite também a utilização de fatores parciais inferiores aos recomendados, em estruturas temporárias ou em condições transitórias de dimensionamento, sempre que estas escolhas sejam justificadas.

A verificação dos Estados Limites de Serviço deve ser feita de acordo com o definido na SANS 10160-1 [6], ou usando a abordagem simplificada apresentada no Ponto 7.2.6 da presente Norma. Os valores dos fatores parciais para os Estados Limites de Serviço devem ser tomados iguais a 1,0.

Quando são considerados Estados Limites que se possam desenvolver ao longo de um curto espaço de tempo, deve ser aplicada a combinação de ações irreversível, presente na equação (2.42), por exemplo, para assentamentos de solos granulares onde a maior parcela do assentamento ocorra como assentamento imediato. Ao considerar Estados Limites que se desenvolvam durante um longo período de tempo, deve ser aplicada a combinação de ações a longo termo, presente na equação (2.43), por exemplo para aferir assentamentos de consolidação ou de fluência.

A abordagem simplificada do referido Ponto 7.2.6, considera que a verificação dos Estados Limites pode ser feita, garantindo-se que uma suficientemente pequena fração da resistência do solo é mobilizada para manter as deformações dentro dos limites de serviço requeridos, sendo que apenas pode ser aplicada quando não é necessário quantificar a deformação para verificar o Estado Limite de Serviço e quando existir experiência comparável com condições similares de terreno, estrutura e métodos de aplicação.

O Anexo C (*Informativo*) apresenta-se como um guia básico para o dimensionamento de fundações e para avaliação de pressões de terras. No caso de dimensionamento de fundações, é referido que o conteúdo deste anexo apenas é aplicável a fundações submetidas a cargas verticais ou a carregamentos praticamente verticais de compressão, na ausência de carregamentos externos devidos a movimentos do terreno. Este Anexo lida apenas com os Estados Limites Últimos por cálculo baseado em resultados de ensaios, não estando contempladas as restantes situações. Os procedimentos descritos são baseados nos requisitos da EN 1997-1.

No Ponto C.2 é analisado o dimensionamento de sapatas, descrevendo-se os seguintes 3 passos básicos que o envolvem:

- definir dimensões da sapata para prevenir falha por rotura do terreno;
- verificar os assentamentos da fundação face aos requisitos de serviço da estrutura;
- dimensionar a sapata para prevenir falha estrutural.

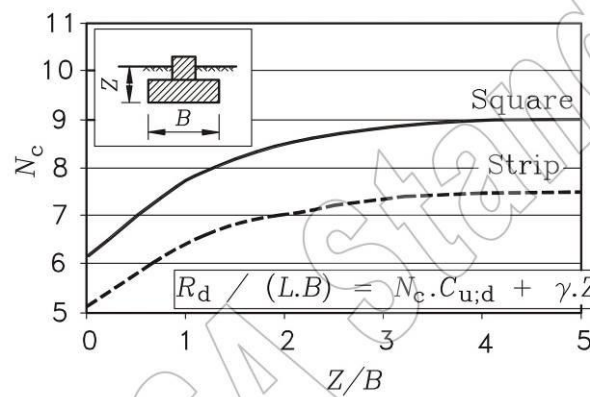
Quanto à definição de dimensões, são traçados os seguintes tópicos:

- as ações devem ser combinadas para cada caso de carga, especialmente as combinações STR e GEO;
- quando as fundações estiverem sujeitas a carga horizontal ou a momentos fletores, devem ser analisados ambos os casos em que se considera o efeito da ação vertical como favorável e como desfavorável;
- as ações a considerar devem incluir o peso da fundação e de material de enchimento, bem como pressões hidrostáticas não causadas pelo carregamento;
- baseado no julgamento e informação das investigações geotécnicas, devem ser atribuídas dimensões provisórias à sapata e definida a sua profundidade de fundação;
- usando um método analítico reconhecido, calcula-se a capacidade resistente ao carregamento do solo, usando fatores de solo reduzidos para o Estado Limite GEO e não reduzidos para o Estado Limite STR;

Ainda inseridos no Anexo C, são apresentados ábacos que permitem obter a resistência de cálculo ao carregamento de sapatas sujeitas a carregamentos verticais concêntricos. A Figura 2.2 representa o caso de sapatas sob argilas em condições não drenadas e a Figura 2.3 representa sapatas sob solos granulares em condições drenadas.

Relativamente ao dimensionamento estrutural, o Anexo tece algumas considerações:

- a resistência estrutural da sapata deve ser determinada de acordo com as Normas revelantes específicas do material considerado;
- a resistência estrutural da sapata deve ser verificada para as dimensões obtidas na verificação geotécnica, mesmo que dimensões inferiores satisfizessem os requisitos estruturais;
- a tensão resistente do terreno sob uma fundação rígida pode ser assumida como distribuída linearmente;



Estado Limite STR - $c_{u,d} = c_{u,k}$

Estado Limite GEO - $c_{u,d} = c_{u,k}/1,4$

Figura 2.2 - Resistência de sapatas sob argilas em condições não-drenadas para carregamento vertical e concêntrico (SANS 10160-5 [7])

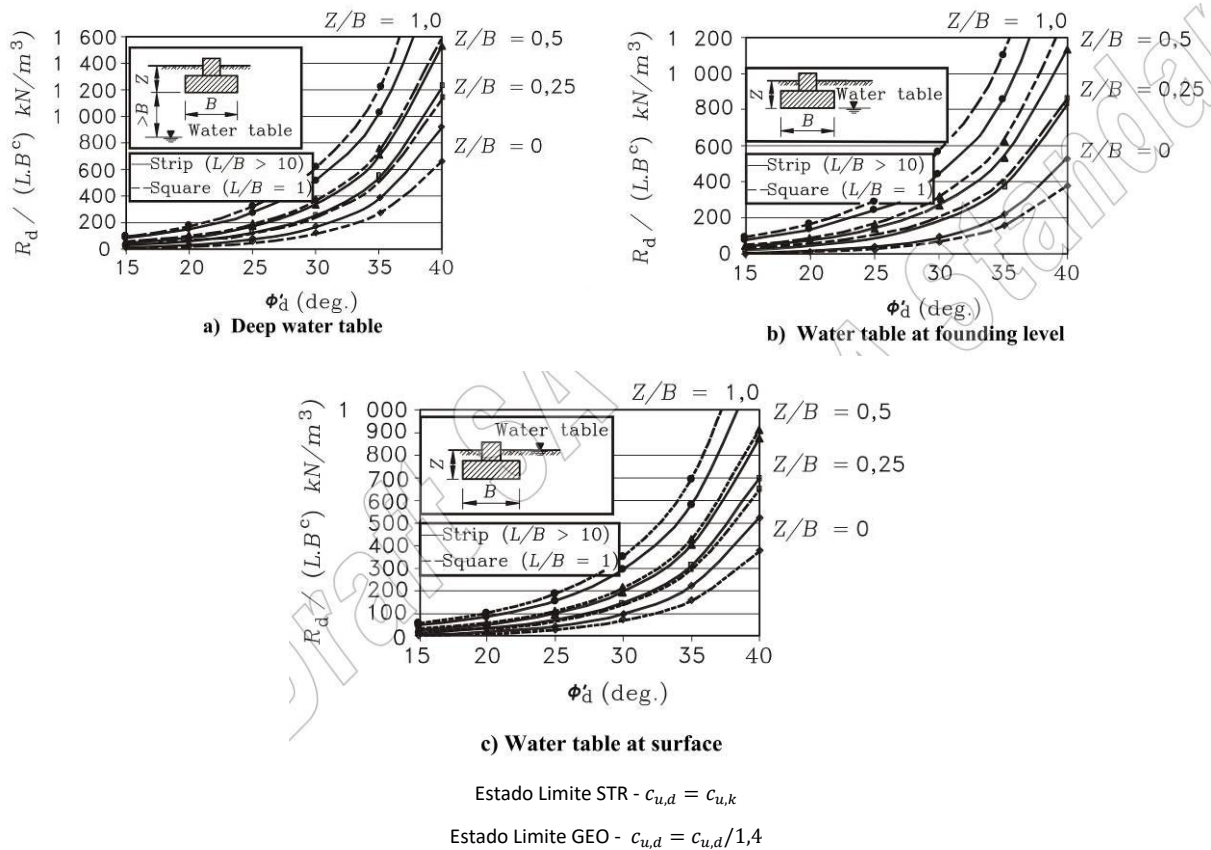


Figura 2.3 - Resistência de dimensionamento de sapatas sob solo não coesivo em condições drenadas para carregamento vertical e concêntrico, de acordo com a posição do nível freático (SANS 10160-5 [7])

2.4.3 Projeto estrutural

Em termos de dimensionamento em betão surge uma norma adicional, a SABS 0100 (*The Structural use of concrete*). Esta norma encontra-se dividida em duas partes, sendo que o dimensionamento é feito segundo a Parte 1 (*Design*) [5], e a sua utilização deve ser complementada com as partes da SANS 10160 que se adaptem ao caso em estudo.

A Norma estabelece os princípios para o uso de betão com fim estrutural em edificações correntes, constituídas por: pilares, vigas, lajes, etc. Assim sendo, não engloba “estruturas especiais” tal como referido anteriormente.

No Capítulo 3 (*Limite states design*) são definidas as considerações de dimensionamento com base nos Estados Limites (Últimos e de Serviço), de acordo com o definido na SANS 10160-1. Devem ser tidos em conta os valores característicos de resistência e os valores nominais de ações impostas, sendo que poderão ser aplicados coeficientes parciais de segurança quer aos materiais quer às ações, tal como verificado para o Projeto Geotécnico. O valor de resistência característico do betão, sujeito a compressão, é definido como f_c e o valor de resistência característico do aço (reforço), sujeito a tração, é definido como f_y .

Para o Estado Limite Último, são definidos os seguintes valores de coeficientes parciais de segurança para a resistência de materiais, γ_m :

- Aço (reforço): $\gamma_m = 1,15$;
- Betão em flexão ou sujeito a carga axial: $\gamma_m = 1,50$;
- Resistência ao corte: $\gamma_m = 1,40$;
- Outros (por exemplo, tensões de carregamento): $\gamma_m \geq 1,50$.

No caso dos Estados Limites de Serviço, quando estiver a ser feita uma análise de deformação da estrutura ou de alguma parte que a compoñha, deve ser adotado $\gamma_m = 1,0$ para o betão e para o aço.

No Capítulo 4 (*Reinforced concrete (design and detailing)*) são explicitados os métodos de análise e dimensionamento de estruturas de betão-armado. Mais concretamente no subcapítulo 4.10 (*Bases*) é abordado o dimensionamento estrutural de sapatas e de maciços de encabeçamento de estacas.

Relativamente aos momentos e forças de dimensionamento, é referido que as seções críticas a analisar face a momentos fletores, devem ser consideradas na face do pilar ou parede que descarregue na sapata. O momento fletor deve ser considerado devido às reações de todas as cargas ultimas, não devendo ser feita redistribuição de momentos. Quando for calculada a resistência à flexão de sapatas, estas podem ser tratadas como lajes rígidas.

A distribuição de armadura deve ser considerada em função da maior e menor dimensões em planta da sapata. Para o caso da menor dimensão, o reforço deve ser igualmente espaçado ao longo de todo o seu comprimento. No caso da maior dimensão, o reforço deve ser distribuído, igualmente espaçado, ao longo de uma banda, centrada ao eixo do pilar, com comprimento definido segundo a expressão (2.48). O restante reforço deve ser igualmente espaçado na restante zona não alcançada pela banda.

$$A_s \frac{2}{\beta_1 + 1} \quad (2.48)$$

onde:

A_s – área total de reforço;

β_1 – relação entre a maior e a menor dimensão da sapata.

Relativamente ao esforço transversal, este é governado pela mais severa das seguintes condições:

- Corte ao longo de uma seção vertical que se estende por todo o comprimento da sapata (no caso de sapatas isoladas esta seção pode ser considerada afastada de 1,5 vezes a altura da sapata, desde a face do pilar aplicando-se as provisões relativas ao Ponto 4.3.4.1 da Norma);
- Punçoamento em redor da área carregada, segundo o definido no Ponto 4.4.5.2 da Norma.

O referido Ponto 4.3.4.1 diz respeito à resistência ao corte e ao reforço ao corte em vigas. O Ponto 4.4.5.2 é referente aos esforços de corte em lajes rígidas sob cargas concentradas, abordando-se aqui a rotura por punçoamento.

No subcapítulo 4.11 são tecidas considerações relativas às disposições construtivas, definindo-se recobrimentos, áreas de reforço mínimas e máximas, posicionamentos e espaçamentos.

Tal como verificados em outras normas, também aqui o dimensionamento é encaminhado para pontos anteriores, onde são abordadas as bases e verificações necessárias para o tipo de esforços associados ao elemento.

2.5 ESTADOS UNIDOS DA AMÉRICA

Nos Estados Unidos da América (EUA) existe uma norma que rege o dimensionamento e a execução de edifícios, e todos os parâmetros inerentes a tal, e que é aplicada em 50 Estados, a norma IBC (*International Building Code*) [8].

A IBC é uma norma publicada pelo ICC (*International Code Council*) e surgiu como um documento que permitisse englobar todos os métodos e conceitos mais recentes utilizados no dimensionamento e na construção de edifícios, dando ênfase a requisitos que levem à solução final com o melhor desempenho possível. Contudo, existem *nuances* em certos aspetos face ao Estado/Cidade onde esta é aplicada.

É uma norma com disponibilidade para aplicação mundial, apesar de ainda não ter sido adotada por nenhum país para além dos EUA. Um outro aspeto interessante de expor é o facto de ser mantida em constante atualização através da revisão, cuidada, de propostas de alteração que podem ser submetidas por qualquer tipo de entidade (individual ou coletiva) que assim o entenda fazer.

É constituída por 35 Capítulos e Anexos de A a M, sendo por si só um documento bastante extenso. Desta forma, nesta abordagem apenas serão referidos os Capítulos relevantes para o tema em desenvolvimento.

Relativamente ao dimensionamento estrutural surge a Norma ACI 318-14 (*Building Code Requirements for Structural Concrete*) [9], publicada pelo American Concrete Institute e que define os requisitos mínimos para o dimensionamento e detalhe de edifícios em betão.

2.5.1 Requisitos gerais

A utilização desta Norma pressupõe uma classificação dos edifícios por Grupos, em função da sua ocupação e do seu uso, tal como apresentado no Capítulo 3 (*Use and occupancy classification*). Esta classificação pode ser atribuída ao edifício como um todo ou espaços específicos, sendo que o mesmo edifício pode englobar diversas classificações distintas. Resumidamente, esta classificação divide-se em:

- Grupo A (*Assembly*) – zonas de reunião de pessoas com propósitos cívicos, sociais, religiosos, recreativos, entre outros (bibliotecas, tribunais, restaurantes, etc.). Subdivide-se em 5 subgrupos mais específicos;
- Grupo B (*Business*) – escritórios, serviços, incluindo armazenamento de documentos (bancos, administração pública, correios, etc.);
- Grupo E (*Educational*) – uso do edifício ou zona por seis ou mais pessoas para fins educacionais;
- Grupo F (*Factory*) – relativo a edifícios ou zonas para produção, montagem, fabricação, embalagem, reparações ou processos que não estejam incluídos nos Grupos H ou S. Divide-se em dois subgrupos, de risco moderado e de risco baixo;
- Grupo H (*High-Hazard*) – edifícios que envolvem produção, processamento ou armazenamento de materiais que são considerados uma ameaça para a saúde. Divide-se em 5 subgrupos em função dos tipos de materiais e do risco a eles associados;
- Grupo I (*Institutional*) – edifícios onde sejam providenciados cuidados ou supervisão a pessoas consideradas não autónomas, ou a pessoas que estejam detidas por propósitos penais ou corretivos. Divide-se em 4 subgrupos em função do tipo e número de pessoas e do serviço prestado;
- Grupo M (*Mercantile*) – edifícios ou zonas que incluem a apresentação e venda de mercadorias, envolvendo o seu armazenamento, e acessíveis ao público geral;
- Grupo R (*Residential*) – inclui edifícios ou porções destes com o fim de dormir, e não incluídos no Grupo I. Divide-se em quatro subgrupos em função do seu nível de ocupação;
- Grupo S (*Storage*) – envolve o armazenamento de produtos, não classificados como ameaça segundo o Grupo H. Divide-se em dois subgrupos;
- Grupo U (*Utility and Miscellaneous*) – edifícios com carácter acessório e não incluídos em nenhum dos outros grupos definidos (edifícios de agricultura, tanques, estábulos, estufas, etc.).

No Capítulo 4 são definidos requisitos especiais associados aos Grupos definidos anteriormente. Conta com definições muito específicas, desde considerações relativas aos acabamentos interiores num centro comercial até às exigências para um sistema Sprinkler, a aplicar num edifício de grande altura.

O Capítulo 5 (*General heights and areas*) fornece as definições para controlo de alturas e áreas das estruturas novas, e aborda ainda algumas questões relativas a estruturas existentes. Estas considerações são feitas em função do tipo de estrutura e do Grupo em que esta se insere.

Relativamente aos requisitos base para o dimensionamento estrutural, o Capítulo 16 aborda as questões relativas a carregamentos a considerar e aos métodos associados para a sua contabilização. Produzem-se ainda considerações para determinação das ações provenientes das forças da natureza (vento, neve, sismo, especiais) e definem-se as combinações a ter em conta. A definição mais detalhada das ações é remetida para uma Norma distinta, a ASCE/SEI 7-10 (*Minimum design loads for buildings and other structures*) publicada pela American Society of Civil Engineers.

Na Secção 1603 do mencionado Capítulo é enumerada a informação que deve ser incorporada nos documentos de construção e no dimensionamento estrutural, definindo-se a indicação de sobrecargas nos pisos e na cobertura, carga da neve P_g , velocidade última V_{ult} e velocidade nominal de cálculo V_{asd} do vento, categoria sísmica de cálculo e classe do local de construção, dados de enchentes (no caso de estar inserido em zonas de risco de enchente) e o valor de cálculo da capacidade resistente ao carregamento dos solos de fundação.

A Norma define ainda que as estruturas ou os seus elementos devem ser dimensionados e construídos de acordo com o dimensionamento resistente, podendo este ser definido como: dimensionamento por carregamento e fator de resistência, dimensionamento por tensão admissível, dimensionamento empírico ou métodos convencionais permitidos nos Capítulos aplicáveis ao material em consideração. Estes devem ser dimensionados e construídos de forma a não ultrapassarem os limites de resistência, nem os limites de deformação e de deslocamentos laterais (impostos pela ação sísmica).

As combinações de ações são definidas em função do método da resistência ou carregamento e fator de resistência e em função do método de dimensionamento por tensão admissível.

Combinações utilizadas no método da resistência:

$$1,4(D + F) \quad (2.49)$$

$$1,2(D + F) + 1,6(L + H) + 0,5(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) \quad (2.50)$$

$$1,2(D + F) + 1,6(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) + 1,6H + (f_1 L \text{ ou } 0,5W) \quad (2.51)$$

$$1,2(D + F) + 1,0W + f_1 L + 1,6H + 0,5(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) \quad (2.52)$$

$$1,2(D + F) + 1,0E + f_1 L + 1,6H + f_1 S \quad (2.53)$$

$$0,9D + 1,0W + 1,6H \quad (2.54)$$

$$0,9(D + F) + 1,0E + 1,6H \quad (2.55)$$

onde:

D – carga permanente;

E – efeito combinado das forças verticais e horizontais induzidas por sismo;

F – carga devida a pressões de fluídos;

H – carga devida aos impulsos laterais do solo, do nível freático ou de materiais armazenados com restrição horizontal;

L – sobrecargas em pisos, ou em coberturas superiores a 0,96 kN/m²;

L_r – sobrecargas em coberturas inferiores a 0,96 kN/m²;

R – carga devida à chuva;

S – carga devida à neve;

W – carga devida à pressão do vento;

$f_1 = 1,0$ para locais de reunião de pessoas, parques de estacionamento; 0,5 para outras sobrecargas;

$f_2 = 0,7$ para configurações de telhados que não permitam a queda da neve depositada, e 0,2 para as restantes configurações de telhados;

Combinações utilizadas no método da tensão admissível de dimensionamento:

$$D + F \quad (2.56)$$

$$D + H + F + L \quad (2.57)$$

$$D + H + F + (L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) \quad (2.58)$$

$$D + H + F + 0,75L + 0,75(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) \quad (2.59)$$

$$D + H + F + (0,6W \text{ ou } 0,7E) \quad (2.60)$$

$$D + H + F + 0,75(0,6W) + 0,75L + 0,75(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) \quad (2.61)$$

$$D + H + F + 0,75(0,7E) + 0,75L + 0,75S \quad (2.62)$$

$$0,6D + 0,6W + H \quad (2.63)$$

$$0,6(D + F) + 0,7E + H \quad (2.64)$$

Em certos casos, e onde sejam considerados outros fatores de combinação específicos, essas combinações sobrepõem-se às mencionadas anteriormente.

2.5.2 Projeto geotécnico

O Capítulo 18 (*Soils and foundations*) tem em conta todos os aspetos inerentes aos solos e fundações, definindo, por exemplo, os parâmetros de orientação para a execução de investigações geotécnicas. É também importante aludir ao facto de as bases de dimensionamento presentes neste Capítulo, tais como capacidade resistente do terreno, tensões admissíveis e fórmulas de dimensionamento devem ser utilizadas em conjunto com as combinações de ações definidas anteriormente no método da tensão admissível.

A Secção 1803, relativa às investigações geotécnicas, define os requisitos necessários à sua elaboração, sendo que sempre que for exigido pelo dono de obra ou onde estas envolvam ensaios *in situ* e de laboratório, as investigações devem ser conduzidas por um profissional registado.

A classificação do terreno deve ser baseada na observação e em ensaios dos materiais obtidos de poços de prospeção ou outros tipos de exploração do subsolo. Devem ser aplicados estudos adicionais caso seja necessário determinar outros parâmetros tais como, estabilidade de taludes, resistência do solo, capacidade resistente, potencial de liquefação, etc. A classificação de solos e a realização de ensaios deve ser praticada de acordo com as respetivas normas ASTM.

O alcance da investigação, incluindo o número e tipo de prospeções e ensaios, o equipamento usado para perfurar ou de amostragem, o equipamento aplicado nos ensaios *in situ* e o programa de ensaios laboratoriais, deve ser determinado por um profissional registado.

O nível freático deve ser avaliado, verificando se este se encontra dentro ou acima de aproximadamente 1,5m abaixo do piso de cota mais baixa do edifício. Caso esteja prevista uma solução de impermeabilização, esta verificação não será necessária.

Quando as investigações indiquem variações ou características duvidosas da rocha sob a qual as fundações serão construídas, deverão ser realizadas prospeções até uma profundidade não inferior a 3,0 m abaixo da base das fundações, de forma a verificar a sua solidez e capacidade resistente.

Após a realização das investigações, deve ser produzido um relatório, que inclua a seguinte informação, mas não limitado a:

- representação das diferentes localizações das investigações;
- relatório completo das perfurações realizadas e das amostras recolhidas;
- registo do perfil do terreno;
- posição do nível freático, caso seja encontrado;
- recomendações para o tipo de fundação a adotar e critérios a usar no seu dimensionamento, tais como: capacidade de carregamento, provisões para mitigar efeitos de liquefação, assentamentos diferenciais, entre outros;
- assentamento total e diferencial estimado.

A Secção 1806 trata da capacidade ao carregamento dos terrenos, fornecendo alguns valores presumidos em função do tipo de terreno, e tendo em conta que devem ser aplicados a materiais, com características físicas e disposições semelhantes. Os valores são apresentados na Tabela 2.15, sendo que são valores aproximados daqueles fornecidos por terem sido convertidos para unidades SI.

Tabela 2.15 – Valores presumidos da capacidade resistente ao carregamento (IBC [8])

Classe dos materiais	Pressão vertical da fundação (KPa)	Resistência ao deslizamento lateral	
		Coeficiente de atrito	Coesão (KPa)
Rocha sã	575	0,70	-
Rocha sedimentar ou esfoliada	190	0,35	-
Gravilha arenosa e o gravilha (GW e GP)	140	0,35	-
Areia, areia siltosa, areia argilosa, gravilha siltosa e gravilha argilosa (SW, SP, SM, SC, GM e GC)	95	0,25	-
Argila, argila arenosa, argila siltosa, silte argilosa, silte e silte arenosa (CL, ML, MH e CH)	71	-	6

Na Secção 1808 (*Foundations*) do referido Capítulo são definidas as bases para o dimensionamento de fundações. Refere-se que as fundações devem ser dimensionadas para que a capacidade resistente ao carregamento do terreno não seja ultrapassada, e para que o assentamento diferencial seja minimizado. Para os casos em que se apresentem terrenos com propriedades expansivas, estes devem ser removidos ou estabilizados.

Ainda na referida Secção são tecidas considerações a ter em conta para os casos de presença de fundações em taludes com inclinações superiores à razão 1:3 ou adjacentes a estes. As disposições podem ser interpretadas, de forma resumida, na Figura 2.4.

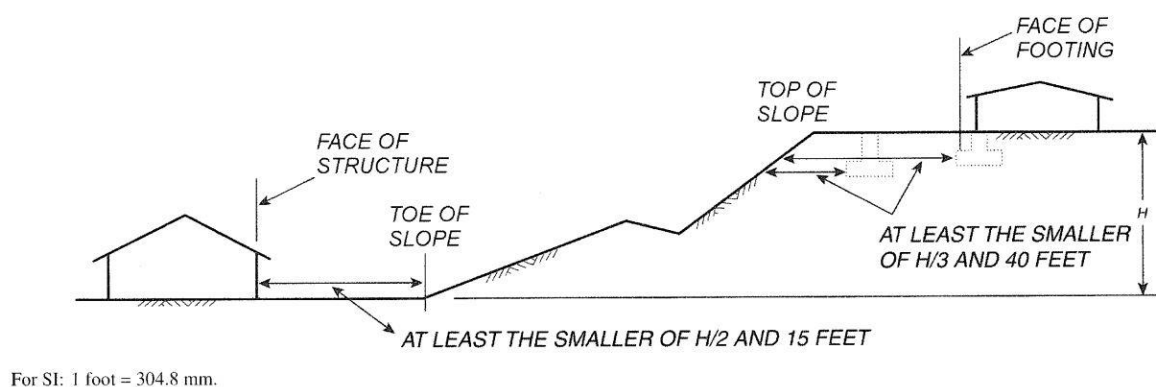


Figura 2.4 – Folgas para posicionamento de fundações face a taludes (IBC [8])

O caso de fundações superficiais é abordado na Secção 1809 (*Shallow foundations*), onde são incluídos aspetos a ter em conta para os casos de fundações executadas em betão, madeira e alvenaria, sendo no caso presente apenas feita referência à execução em betão.

Relativamente aos solos de fundação, é referido que as sapatas devem ser construídas sobre solos não perturbados ou sobre material de enchimento devidamente compactado e controlado.

É ainda referido que a face superior das sapatas deve ser horizontal, permitindo-se, contudo, a criação de uma base com uma inclinação que não exceda os 10%. A profundidade mínima da fundação, abaixo da superfície de solo não perturbado, deve ser 30 cm, assim como a sua dimensão mínima em planta.

As sapatas em solos granulares devem estar localizadas, de forma a que uma linha que ligue as duas bordas de sapatas adjacentes não apresente um ângulo superior a 30°, algo semelhante ao verificado na Norma Brasileira. São tomados como exceção, os casos em que o material de suporte da sapata à cota superior seja sustido ou retido de forma adequada.

2.5.3 Projeto estrutural

Para o dimensionamento estrutural e verificação de elementos em betão armado, a IBC remete para uma outra Norma, a ACI 318-14 (*Building code requirements for structural concrete*) [9].

O Capítulo 4 aborda os requisitos do sistema estrutural englobando, construção de pisos e coberturas (incluindo lajes armadas numa e em duas direções), vigas e vigotas, pilares, paredes, diafragmas, fundações e juntas, ligações e ancoragens necessárias para transmitir as forças entre componentes.

A resistência de um elemento em termos de momentos, força axial, corte, torção e compressão, deve ser tomado como o valor da resistência nominal S_n , multiplicado pelo fator de redução de resistência aplicável ϕ . Todos os elementos devem possuir uma resistência $S_n\phi$, maior ou igual do que a resistência requerida U , calculada para as combinações consideradas. A verificação pode então representar-se por:

$$\phi S_n \geq U \quad (2.65)$$

Os valores para os fatores de redução ϕ , são fornecidos no Capítulo 21, e apresentam-se de seguida na Tabela 2.16 aqueles de interesse para este desenvolvimento.

Tabela 2.16 – Fatores de redução de resistência ϕ (ACI 318-14 [9])

Ação	ϕ
Momento, esforço axial, ou combinação de momento e esforço axial	0,65 a 0,90 (depende do tipo de reforço ao esforço transversal)
Transverso	0,75
Compressão (<i>Bearing</i>)	0,65

No Capítulo 5, relativo a cargas, são representadas as combinações a considerar para o dimensionamento pelo método da resistência. Estas combinações são as correspondentes às representadas anteriormente nas equações (2.49) a (2.55), com a diferença na consideração ou não de cargas de fluidos F , e de pressões de terras H .

Os requisitos para o dimensionamento estrutural de fundações apresentam-se no Capítulo 13 (*Foundations*). As fundações devem ser proporcionadas de forma a resistir às cargas e reações induzidas, dependendo este dimensionamento das pressões de contacto que se desenvolvem na base face ao carregamento. Segundo a Norma, os sistemas de fundação podem ser dimensionados através de qualquer procedimento que satisfaça o equilíbrio e a compatibilidade geométrica, garantindo que todos os critérios de resistência e serviço são cumpridos.

Mais concretamente no Capítulo 13.3 (*Shallow foundations*) são definidos os requisitos para o dimensionamento de vários tipos de fundações superficiais tais como: sapatas isoladas, sapatas combinadas, ensoleiramentos e maciços de encabeçamento de estacas, sendo que será enfatizado o caso das sapatas isoladas. Tal como verificado anteriormente, as dimensões em planta da sapata devem ser calculadas das forças e momentos, não reduzidos, transmitidos ao solo de fundação e a tensão admissível selecionada através de princípios da Mecânica dos Solos.

O dimensionamento estrutural de sapatas armadas numa direção é redirecionado para o Capítulo 7 (*One-way slabs*) relativo ao dimensionamento de lajes armadas numa direção, e para o Capítulo 9 (*Beams*) onde é abordado o dimensionamento de vigas. A distribuição da armadura deve ser feita uniformemente ao longo do comprimento da sapata.

O caso de sapatas armadas nas duas direções é também remetido para o Capítulo 7, e para o Capítulo 8 (*Two-way slabs*) relativo ao dimensionamento de lajes armadas em duas direções. Para este tipo de sapata, o seu reforço deve ser distribuído uniformemente distribuído ao longo da maior dimensão, por outro lado, para a menor dimensão, uma porção do reforço total $\gamma_s A_s$, deve ser uniformemente distribuída ao longo de uma banda, centrada no eixo central do pilar, e com largura igual ao menor lado. O restante reforço, $(1 - \gamma_s) A_s$, deve ser uniformemente distribuído fora da banda definida e até às extremidades da sapata. O valor e γ_s é dado por:

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta + 1)} \quad (2.66)$$

onde:

A_s – área total de reforço;

β – relação entre a maior e menor dimensão da sapata.

As condições para a distribuição de armadura aqui apresentadas são em todo semelhantes às verificadas nas Normas Colombiana e Sul Africana

3 DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS DE ACORDO COM OS EUROCÓDIGOS

3.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo visa sintetizar a informação contida nos regulamentos europeus (Eurocódigos), relativamente ao Projeto Geotécnico e Estrutural, aplicável no dimensionamento de fundações superficiais, detalhando os casos relativos a sapatas isoladas. Assim, serão incorporadas todas as considerações empregues na Folha de Cálculo concebida, cujo desenvolvimento será apresentado no Capítulo seguinte.

Conta com uma breve introdução aos Eurocódigos, e os restantes subcapítulos apresentam-se divididos entre o Dimensionamento Geotécnico e Estrutural, fazendo-se a correspondência com as Partes regulamentares que lhes dizem respeito. Em certos casos serão apresentadas metodologias adaptadas de outras fontes, e que não se encontram presentes nos Eurocódigos, não deixando, contudo, de ser válidas.

3.2 Os EUROCÓDIGOS

Os Eurocódigos surgiram com a necessidade de harmonizar as regras existentes para o projeto de estruturas de edifícios e outros, da União Europeia. Desta forma, pretendeu-se tornar a indústria da construção mais competitiva, eliminando barreiras e permitindo uniformizar as regras existentes facilitando as trocas de serviços de engenharia entre os diversos estados. Apesar de ainda não ser definido como lei, a utilização destas normas é reconhecida e válida em território nacional e nos demais países europeus pertencentes à União Europeia.

Estes documentos são desenvolvidos pelo Comité Europeu de Normalização (CEN) e posteriormente são criadas versões traduzidas, aprovadas e publicadas pelos organismos de normalização de cada país aderente. Em Portugal esta função é exercida pelo Instituto Português da Qualidade (IPQ), surgindo o prefixo NP (Norma Portuguesa) na designação das Normas. Além do referido, estes documentos têm presentes Anexos Nacionais que especificam e adaptam alguns aspetos à realidade de cada país.

Os Eurocódigos são constituídos por diversas partes que têm em conta o tipo de projeto a executar e as suas exigências, bem como os materiais que o constituem.

Assim sendo, salientam-se aqueles aplicáveis ao caso de estudo:

- EN 1990:2009 ou Eurocódigo (EC0) define as bases para o projeto de estruturas;
- EN 1991:2009 ou Eurocódigo 1 (EC1) define as ações em estruturas;
- EN 1992:2010 ou Eurocódigo 2 (EC2) define os requisitos para o projeto de estruturas de betão;
 - EC2 - Parte 1: Regras gerais e regras para edifícios;
- EN 1997:2010 ou Eurocódigo 7 (EC7) define os requisitos para o projeto geotécnico:
 - EC7 - Parte 1: Regras gerais para o projeto geotécnico de edifícios e outras obras de engenharia civil;
 - EC7 - Parte 2: Requisitos para realização e avaliação dos resultados de ensaios de campo e de laboratório;
- EN 1998:2010 ou Eurocódigo 8 (EC8) define os requisitos para o projeto de estruturas para resistência aos sismos:
 - EC8 – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;
 - EC8 – Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspetos geotécnicos.

Com isto, é possível concluir que a aplicação de cada Eurocódigo não poderá ser feita independentemente, existindo sempre a necessidade de interligação face às necessidades apresentadas.

3.3 BASES PARA O PROJETO DE ESTRUTURAS – EC0

Este Capítulo basear-se-á em aspetos presentes na EN 1990: 2009 [10] (EC0), visando estabelecer os princípios e requisitos de segurança, utilização e durabilidade das estruturas, e as bases necessárias para o seu projeto e verificação, desta forma adaptando-se às situações que se enquadrem no projeto de fundações. Além disso, tratará ainda de disposições relativas a combinação e consideração de ações para situações de projeto sísmicas presentes na EN 1998-1: 2010 [11] (EC8-1). Servirá igualmente como introdução a alguns aspetos que serão tidos em conta nos Capítulos seguintes do presente desenvolvimento.

No Capítulo 2 do EC0 definem-se alguns requisitos básicos a considerar, referindo-se que as estruturas devem ser projetadas e construídas de modo a que, garantindo apropriada fiabilidade e de forma económica, possam suportar todas as ações e influências que possam ocorrer durante a sua construção e utilização, e que cumpram as condições de utilização pressupostas. Por outro lado, devem ser projetadas de forma a garantirem adequada resistência estrutural, utilização e durabilidade. Segundo o subcapítulo 2.3, o tempo de vida útil de projeto das estruturas de edifícios e outras estruturas correntes deverá ser de 50 anos.

O Capítulo 3 refere os princípios para o dimensionamento em relação aos Estados Limites, devendo existir uma distinção entre Estados Limites Últimos e Estados Limites de Utilização (ou Serviço). Estes devem ainda ser associados a situações de projeto, que por sua vez devem ser classificadas como persistentes, transitórias ou acidentais. De acordo com o ponto 3.2(2), as classificações apresentam-se como:

- situações de projeto persistentes, correspondentes a condições normais de utilização;
- situações de projeto transitórias, correspondentes a condições temporárias aplicáveis à estrutura (por ex.: durante a construção ou a reparação);
- situações de projeto acidentais, correspondentes a condições excecionais aplicáveis à estrutura, ou à sua exposição (por ex.: incêndios, explosões, impactos ou consequências de rotura localizada);
- situações de projeto sísmicas, correspondentes a condições aplicáveis à estrutura quando sujeita à ação dos sismos.

Relativamente aos Estados Limite Últimos, devem ser classificados como tal aqueles que se encontram associados à segurança das pessoas e/ou à segurança da estrutura. De acordo com o ponto 3.3(3) devem ser classificados os seguintes Estados Limites Últimos:

- perda de equilíbrio do conjunto ou de parte da estrutura, considerada como um corpo rígido;

- rotura por deformação excessiva, transformação do conjunto ou de parte da estrutura num mecanismo, rotura, perda de estabilidade da estrutura ou de parte da estrutura, incluindo apoios e fundações;
- rotura provocada por fadiga ou por outros efeitos dependentes do tempo.

Os Estados Limites de Utilização classificam-se, de acordo com 3.4(1), como aqueles que se referem ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização, ao conforto das pessoas e ao aspeto da construção, podendo ainda ser feita uma distinção entre estados reversíveis e irreversíveis.

De acordo com subcapítulo 3.5 do EC0, o dimensionamento em relação aos Estados Limites Últimos deve ser baseado na utilização de modelos estruturais e de ações adequados ao Estado Limite considerado, e este deverá ser satisfeito com base no método dos coeficientes parciais.

O Capítulo 4 é referente às variáveis básicas representativas das ações. Segundo o ponto 4.1.1(1) as ações devem ser classificadas de acordo com a sua variação no tempo, como:

- ações permanentes (G), por exemplo, o peso próprio das estruturas;
- ações variáveis (Q), por exemplo, as sobrecargas nos pavimentos e a ação do vento ou da neve;
- ações de acidente (A), por exemplo, explosões ou choque provocado por veículos.

É ainda mencionado que as ações provocadas pela água poderão ser consideradas ações permanentes e/ou variáveis, dependendo da variação da sua intensidade no tempo.

Os valores característicos das ações F_k são referidos no subcapítulo 4.1.2, e podem ser especificados como um valor médio, superior ou inferior, ou um valor nominal.

De acordo com 4.1.2(2), o valor característico de uma ação permanente pode ser definido como G_k , no caso de este não variar significativamente durante o tempo de vida útil do projeto.

Para as ações variáveis, e de acordo com 4.1.2(7), o seu valor característico pode ser definido como Q_k .

Existem ainda outros valores representativos das ações variáveis, definidos em 4.1.3(1), em função da sua aplicação:

- $\psi_0 Q_k$ – valor de combinação, utilizado para a verificação de Estados Limites Últimos e de Utilização irreversíveis;
- $\psi_1 Q_k$ – valor frequente, utilizado para a verificação de Estados Limites Últimos, envolvendo ações de acidente e para a verificação de Estados Limite de Utilização reversíveis;

- $\psi_2 Q_k$ – valor quase-permanente, utilizado para a verificação de Estados Limites Últimos, envolvendo ações de acidente e para a verificação dos Estados Limites de Utilização reversíveis. Podem também ser aplicados para o cálculo dos efeitos a longo prazo.

As ações sísmicas são representadas pelo seu valor de cálculo A_{Ed} que deverá ser estabelecido a partir do valor característico A_{Ek} e que será abordado em mais detalhe no seguimento deste trabalho.

As ações geotécnicas são mencionadas no ponto 4.1.6(1), no entanto, apenas é feito um direcionamento para a Norma EN 1997-1, algo que também será detalhado no seguinte Capítulo do presente trabalho.

De acordo com 4.2, no caso das propriedades dos materiais (incluindo solos e rochas), estes também deverão ser representados pelos seus valores característicos. Refere-se ainda que, os seus valores devem ser determinados a partir de ensaios normalizados e realizados em condições específicas, de acordo com o especificado no respetivo Eurocódigo ou em outros documentos aplicáveis.

O Capítulo 6 do ECO aborda a verificação dos Estados Limites pelo método dos coeficientes parciais, utilizando nos modelos de cálculo os valores de cálculo das ações ou dos efeitos das ações e das resistências. No ponto 6.1 é referido que, aquando da aplicação deste método, deve ser verificado que nenhum Estado Limite é excedido, para todas as situações de projeto, sendo que as ações relativas aos diferentes casos de carga devem ser combinadas, não devendo ser consideradas na mesma combinação, por exemplo, aquelas que não podem ocorrer simultaneamente (devido a razões físicas).

Segundo 6.1(3) os valores de cálculo deverão ser obtidos utilizando o valor característico, ou outros valores representativos, em combinação com os coeficientes parciais e outros, definidos de acordo com as respetivas partes dos Eurocódigos. Com isto, em 6.3.1(1), define-se que o valor de cálculo F_d , de uma ação F , pode ser expresso, em geral, da seguinte forma:

$$F_d = \gamma_f F_{rep} \quad (3.1)$$

com:

$$F_{rep} = \psi F_k \quad (3.2)$$

onde:

F_k – valor característico da ação;

F_{rep} – valor representativo da ação;

γ_f – coeficiente parcial relativo à ação;

ψ – coeficiente igual a 1,00 ou ψ_0 , ψ_1 ou ψ_2 .

Em 6.3.2(2) definem-se os valores de cálculo dos efeitos das ações E_d , e que podem ser expressos, simplifcadamente, por:

$$E_d = E\{\gamma_{F,i} F_{rep,i}; a_d\} \quad i \geq 1 \quad (3.3)$$

com:

$$\gamma_{F,i} = \gamma_{sd} \times \gamma_{f,i} \quad (3.4)$$

onde:

a_d – valor de cálculo das grandezas geométricas;

γ_{sd} – coeficiente parcial que tem em conta as incertezas: na modelação dos efeitos das ações e em certos casos, na modelação das próprias ações.

No ponto mencionado surge uma nota, em que é referido que nos casos em que intervêm ações geotécnicas podem ser aplicados coeficientes parciais $\gamma_{F,i}$, aos efeitos das ações consideradas separadas ou pode ser aplicado, globalmente, apenas um determinado coeficiente γ_F ao efeito da combinação de ações com coeficientes parciais adequados. A aplicação desta consideração será aprofundada no próximo Capítulo do presente texto.

Ainda com relevância é apresentado o ponto 6.3.2(3) que indica que nos casos em que tenha de ser feita uma distinção entre efeitos favoráveis e desfavoráveis das ações permanentes, devem ser usados dois coeficientes parciais diferentes ($\gamma_{G,inf}$ e $\gamma_{G,sup}$), algo que se verificará aplicado.

Os valores de cálculo das propriedades dos materiais ou produtos X_d , são definidos em 6.3.3(1), em geral, da seguinte forma:

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (3.5)$$

onde:

X_d – valor característico da propriedade do material ou do produto;

η – valor médio do fator de conversão que tem em conta: os efeitos de volume e escala, os efeitos da humidade e da temperatura e quaisquer outros efeitos relevantes;

γ_m – coeficiente parcial relativo à propriedade do material ou do produto que tem em conta: a possibilidade de um desvio desfavorável da propriedade do material ou do produto em relação ao correspondente valor característico, e a parcela aleatória do fator de conversão η .

Alternativamente, e segundo 6.3.3(2), nos casos apropriados, o fator de conversão η poderá ser implicitamente considerado no próprio valor característico, ou pode ser utilizado γ_M no lugar de γ_m , de acordo com o definido na expressão (3.7).

O valor de cálculo da resistência é definido em 6.3.5(2), de forma simplificada, através de:

$$R_d = R \left\{ \eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d \right\} i \geq 1 \quad (3.6)$$

com:

$$\gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \times \gamma_{m,i} \quad (3.7)$$

onde:

γ_{Rd} – coeficiente parcial que abrange a incerteza do modelo de resistência e também os desvios geométricos no caso de estes não serem explicitamente modelados;

$X_{d,i}$ – valor de cálculo da propriedade do material i .

Em alternativa ao demonstrado, apresenta-se, segundo 6.3.3(3), que o valor de cálculo da resistência pode ser obtido diretamente do valor característico da resistência de um material ou de um produto, sem determinação explícita dos valores de cálculo das variáveis básicas individuais, pela seguinte expressão:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (3.8)$$

Relativamente aos Estados Limites Últimos, refere-se em 6.4.1(1), que devem ser verificados, quando aplicáveis, os seguintes casos:

- EQU – perda de equilíbrio estático ou conjunto ou de parte da estrutura considerada como corpo rígido;
- STR – rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais, incluindo sapatas, estacas, etc., em que a resistência dos materiais da estrutura é condicionante;
- GEO – rotura ou deformação excessiva do terreno em que as características resistentes do solo ou da rocha são significativas para a resistência da estrutura;
- FAT – rotura por fadiga da estrutura ou dos elementos estruturais.

Segundo 6.4.2(1), no estado limite de equilíbrio estático da estrutura (EQU) deve-se verificar que:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (3.9)$$

onde:

$E_{d,dst}$ – valor de cálculo do efeito das ações não estabilizantes;

$E_{d,stab}$ – valor de cálculo do efeito das ações estabilizantes.

A verificação do Estado Limite de rotura ou de deformação excessiva de uma secção, elemento ou ligação (STR e/ou GEO), segundo 6.4.2(3), é dada por:

$$E_d \leq R_d \quad (3.10)$$

onde:

E_d – valor de cálculo do efeito das ações, tal como um esforço ou um vetor representando vários esforços;

R_d – valor de cálculo da resistência correspondente.

As combinações das ações para obtenção dos valores de cálculo das ações E_d , são definidas em 6.4.3.2, para situações de projeto persistentes e transitórias (combinações fundamentais).

Assim, apresentam-se as seguintes, correspondentes ao definido em 6.4.3.2(3):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} "+" \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.11)$$

Ou em alternativa, a menos desfavorável das duas expressões seguintes:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} "+" \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.12)$$

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} "+" \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.13)$$

onde:

"+" – significa “a combinar com”;

Σ – significa “o efeito combinado de”;

ξ – coeficiente de redução para as ações permanentes desfavoráveis G .

A combinação de ações para situações de projeto sísmicas é definida em 6.4.3.4(2), segundo a expressão:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" A_{Ed} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.14)$$

Relativamente aos Estados Limites de Utilização, segundo 6.5.1(1), deve verificar-se que:

$$E_d \leq C_d \quad (3.15)$$

onde:

C_d – valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização;

E_d – valor de cálculo dos efeitos das ações especificadas no critério de utilização, determinado com base na combinação em causa.

Em 6.5.3(1) define-se que as combinações de ações a ter em conta nas situações de projeto consideradas deverão ser adequadas aos requisitos de utilização e aos critérios de desempenho a verificar.

Assim, são definidas, em 6.5.3(2), as expressões para as combinações de ações de Estados Limites de Utilização de acordo com:

- Combinação característica:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.16)$$

- Combinação frequente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.17)$$

- Combinação quase-permanente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.18)$$

Segundo 6.4.4(1), os valores dos coeficientes γ e ψ das ações deverão ser os indicados no Anexo A do EC0. Apresentam-se assim, na Tabela 3.1, os valores retirados do Quadro A1.1 da respetiva Norma.

Os valores de γ serão definidos no Capítulo seguinte assim como os coeficientes parciais γ_M relativos às propriedades dos materiais.

Tabela 3.1 – Valores recomendados para os coeficientes ψ para edifícios (EN 1990 [10])

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas em edifícios			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritório	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, 30 kN < peso dos veículos ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Ação da neve em edifícios			
- Finlândia, Islândia, Noruega, Suíça	0,7	0,5	0,2
- Restantes Estados-Membros do CEN, obras localizadas à altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0,7	0,5	0,2
- Restantes Estados-Membros do CEN, obras localizadas à altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,5	0,2	0
Ação do vento em edifícios	0,6	0,2	0
Temperatura (exceto incêndio) em edifícios	0,6	0,5	0

Ainda presente no Anexo A1, mais concretamente no ponto A1.3.1(5), refere-se que o projeto dos elementos estruturais (sapatas, estacas, muros de caves, etc.) (STR) que envolva ações geotécnicas e a resistência do terreno (GEO) deverão ser verificados utilizando uma de três abordagens complementadas pela norma EN 1997. Este assunto será explicitado no Capítulo seguinte relativo ao Projeto Geotécnico.

3.4 PROJETO GEOTÉCNICO

O presente Capítulo visa apresentar os aspetos relativos ao Projeto Geotécnico de fundações superficiais, mais concretamente o dimensionamento geotécnico de sapatas isoladas, não deixando de ser abordados aspetos mais gerais e integrados nesta temática, especialmente aqueles alusivos a investigações geotécnicas, ensaios e outros. As verificações de resistência geotécnica encontram-se divididas entre aquelas relativas a situações correntes, definidas no Eurocódigo 7 e as relativas a situações sísmicas definidas no Eurocódigo 8.

O Projeto Geotécnico é regulamentado pelo Eurocódigo 7 e, tal como referido anteriormente, este é constituído por duas partes. A Parte 1 (EC7-1) [12] define a estrutura geral para o dimensionamento geotécnico, define parâmetros do terreno, valores característicos e de cálculo, regras gerais para prospeção geotécnica, regras para o dimensionamento das principais estruturas geotécnicas e fornece ainda algumas suposições sobre procedimentos de execução. A Parte 2 (EC7-2) [13] define os requisitos para a realização e avaliação dos resultados de ensaios de campo e de laboratório, fornecendo derivações para as propriedades do terreno e exemplos de métodos de cálculo baseados em ensaios. É importante referir que o Eurocódigo 7 serve como base para o dimensionamento e verificação de que a solução adotada corresponderá às exigências de projeto definidas em termos de resistência estrutural, funcionalidade e durabilidade.

A influência da ação sísmica é definida no Eurocódigo 8 (EN 1998) e aplica-se ao projeto e à construção de edifícios e de outras obras de Engenharia Civil em regiões sísmicas, sendo constituído por diversas Partes relativas a diferentes tipos de construções. A Parte 1 (EC8-1) [11] apresenta as regras gerais para o projeto de estruturas sismo-resistentes. A Parte 5 (EC8-5) [14], relevante para este desenvolvimento, contém disposições específicas relativas a fundações, estruturas de suporte e aos aspetos geotécnicos, e proporcionará, deste modo, a ponte de ligação entre os Eurocódigos 7 e 8.

3.4.1 Dimensionamento geotécnico de fundações superficiais segundo o EC7

O Capítulo 2 do EC7-1 [12] define as bases do projeto geotécnico a ter em consideração, admitindo-se que para cada situação de projeto geotécnica deve ser feita a verificação de que nenhum Estado Limite relevante é excedido, tal como definido anteriormente no EC0. De acordo com o definido em 2.1(3), os Estados Limites podem ocorrer quer no terreno quer na estrutura quer ainda por rotura envolvendo conjuntamente a estrutura e o terreno. No ponto 2.1(4) refere-se que estes devem ser verificados recorrendo ao dimensionamento: com base no cálculo, adotando medidas prescritivas, utilizando modelos experimentais e de ensaios de carga, ou utilizando o método observacional.

No âmbito do trabalho desenvolvido apenas serão aprofundados os métodos de dimensionamento geotécnico com base no cálculo. Sendo que é esta a opção disponível na Folha de Cálculo desenvolvida.

Com vista a estabelecer os requisitos mínimos quanto ao grau de exigência dos estudos de caracterização geotécnica, dos cálculos e dos procedimentos de controlo de construção, em 2.1(10) são definidas três categorias geotécnicas distintas (CG1, CG2 e CG3). Estas categorias são determinadas em função do grau de complexidade de cada projeto, bem como dos riscos associados em termos de propriedade e de vidas, definindo-se de acordo com:

- Categoria Geotécnica 1:
 - deve englobar unicamente estruturas pequenas e relativamente simples, com risco desprezável, e para as quais seja possível assegurar que são satisfeitos os requisitos fundamentais apenas com base na experiência e em estudos de caracterização geotécnica de natureza qualitativa;
 - os procedimentos correspondentes deverão ser utilizados somente se não houver escavações abaixo do nível freático ou se a experiência local comparável indicar que a escavação abaixo do nível freático é uma operação simples.
- Categoria Geotécnica 2:
 - deverá abranger os tipos correntes de estruturas e de fundações que não envolvam nem risco fora do comum nem condições difíceis no que diz respeito ao terreno ou ao carregamento;
 - deverá normalmente incluir dados geotécnicos de natureza quantitativa e uma análise que assegure que são satisfeitos os requisitos fundamentais;
 - poderão ser utilizados procedimentos de rotina quer nos ensaios de campo e de laboratório quer no dimensionamento e na construção;
- Categoria Geotécnica 3:
 - deverá abranger as estruturas ou partes de estruturas não abrangidas pelas Categorias Geotécnicas 1 e 2;
 - nos projetos de estruturas deverão normalmente ser utilizadas disposições e regras alternativas às da presente Norma.

Com relevância, descreve-se em 2.1(11) que antes dos estudos de caracterização geotécnica deverá ser atribuída, de forma preliminar, uma Categoria Geotécnica à estrutura, sendo que esta categoria deverá ser verificada em cada fase do processo de projeto e construção, e atualizada se for necessário.

Segundo 2.2(1) e (2), no Projeto Geotécnico devem ser consideradas situações de projeto de curto e de longo prazo, devendo as especificações detalhadas destas incluir os seguintes tópicos (resumidamente): as ações, as suas combinações e casos de carga; adequação geral do terreno onde está implantada a estrutura no que diz respeito à estabilidade global e aos movimentos do terreno; a disposição e a classificação das várias zonas do solo, rocha ou elementos da obra envolvidos no modelo de cálculo; estruturas subterrâneas existentes; os sismos; entre outros.

Em termos de durabilidade, refere-se em 2.3(1) que no desenvolvimento do Projeto Geotécnico devem ser tidas em conta as condições ambientais, de modo a que possa ser avaliada a sua influência e de modo a que possam ser implementadas medidas preventivas. No caso do betão, e segundo 2.3(2), deverão ser tidos em consideração os agentes agressivos, tais como ácidos ou sulfatos, na água do terreno, no terreno ou em materiais de aterro.

Conforme assinalado previamente, o dimensionamento geotécnico pode ser verificado recorrendo a diversas metodologias, contudo o foco principal deste desenvolvimento apontará para o dimensionamento com base no cálculo. Inicialmente, será feita uma análise dos aspetos gerais associados ao dimensionamento geotécnico de fundações superficiais, procurando destacar aqueles que se adaptam a sapatas.

De acordo com o EC7-1, o dimensionamento geotécnico com base no cálculo deve estar de acordo com os requisitos definidos no EC0 (e apresentados no Capítulo anterior) e implica a consideração e estabelecimento de: valores das ações; propriedades e resistências do terreno; limites em termos de deformações, larguras de fendas, vibrações, etc.; modelos de cálculo para os Estados Limites Último e de Utilização relevantes; e grandezas geométricas (2.4.1(1)).

Segundo 2.4.1(5), o modelo de cálculo poderá consistir num modelo analítico, semi-empírico ou numérico, devendo ser rigoroso e podendo incluir simplificações.

As ações a serem definidas, de acordo com 2.4.2, podem ser forças (resultantes de cargas aplicadas à estrutura ou ao terreno) ou deslocamentos (ou acelerações no caso de sismos) que são induzidos do terreno à estrutura, ou da estrutura ao terreno. As diferentes ações encontram-se enumeradas no EC0, os valores das ações que são descarregados da estrutura suportada são definidos no EC1 e as forças ou deslocamentos impostos pelo terreno à estrutura são definidas no EC7-1. No caso das acelerações impostas por sismos aplicam-se as disposições definidas no EC8-5.

Relativamente às propriedades dos terrenos, é referido em 2.4.3(1) que estas devem ser obtidas de resultados de ensaios, seja diretamente seja recorrendo a correlações, a teorias ou a formulações empíricas, e de outros dados relevantes. No caso de os valores serem obtidos de resultados de ensaios e de outros dados, devem ser devidamente interpretados tendo em consideração o Estado Limite em causa.

O ponto 2.4.3(5) tece algumas considerações a ter em conta na determinação dos valores dos parâmetros geotécnicos, tais como:

- a comparação do valor de cada parâmetro geotécnico com dados relevantes publicados e com a experiência local e geral;
- a variação dos parâmetros geotécnicos relevantes para o projeto;
- os resultados de qualquer ensaio de campo de grandes dimensões e de medições realizadas em obras vizinhas;
- quaisquer correlações entre os resultados de mais de um tipo de ensaio;
- qualquer deterioração significativa que, durante o tempo de vida útil da estrutura, possa ocorrer nas propriedades físicas do terreno.

Adicionalmente, é referido em 2.4.3(6) que nos casos em que tal seja necessário devem ser aplicados coeficientes de calibração para converter resultados de ensaios de laboratório e de campo em valores representativos do comportamento do terreno no local da obra.

No subcapítulo 2.4.5 caracterizam-se os valores característicos, sendo que aqueles relativos às ações devem ser definidos de acordo com o EC0, tal como apresentado no Capítulo anterior. A escolha dos valores característicos dos parâmetros geotécnicos, tal como referido previamente, deve ser baseada em resultados de ensaios de laboratório e campo, complementados por experiência bem estabelecida, e de forma a constituir uma estimativa cautelosa do valor que condiciona a ocorrência do Estado Limite em consideração.

Os valores de cálculo das ações F_d são caracterizados segundo as definições apresentadas no EC0 e no Capítulo anterior. No caso das pressões de água do terreno é importante referir que estas devem ser representadas pelos seus valores mais desfavoráveis que possam ocorrer durante o tempo de vida útil da estrutura (2.4.6.1(6)).

Os valores de cálculo dos parâmetros geotécnicos X_d , segundo 2.4.6.2, devem ser obtidos a partir dos valores característicos, recorrendo à expressão seguinte:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (3.19)$$

Os valores dos coeficientes parciais γ_M são fixados no Anexo A da presente Norma, e serão apresentados mais adiante neste desenvolvimento.

Relativamente às grandezas geométricas é referido que geralmente não é necessário introduzir qualquer margem de segurança adicional, visto que os coeficientes parciais para as ações e para os materiais já contemplam as pequenas variações das grandezas geométricas (2.4.6.3).

É feita ainda referência aos valores de cálculo das propriedades estruturais, que para o presente caso devem ser obtidas segundo a EN 1992 (EC2) relativa ao projeto de estruturas de betão.

Os Estados Limites Últimos são caracterizados em 2.4.7 e definem-se como:

- perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno, considerados como corpos rígidos, em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais e do terreno não têm influência significativa na capacidade resistente (EQU);
- rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou de elementos estruturais, em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais têm influência significativa na capacidade resistente (STR);
- rotura ou deformação excessiva do terreno, em que as propriedades de resistência do solo ou da rocha têm influência significativa na capacidade resistente (GEO);
- perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devido a levantamento global originado por pressão da água (flutuação) ou por outras ações verticais (UPL);
- levantamento hidráulico, erosão interna e erosão tubular no terreno causados por gradientes hidráulicos (HYD).

Tendo em conta o dimensionamento de fundações superficiais, as verificações principais dão-se para os Estados Limites STR e GEO, sendo assim consideradas estas no seguimento do desenvolvimento.

A verificação aos Estados Limites definidos (STR e GEO) em situações persistentes ou transitórias encontra-se em 2.4.7.3, devendo verificar-se (tal com verificado no ECO) que:

$$E_d \leq R_d \quad (3.20)$$

De acordo com 2.4.7.3.2, os valores de cálculo dos efeitos das ações E_d , poderão ser obtidos aplicando os respetivos coeficientes parciais às próprias ações (F_{rep}) ou aos seus efeitos (E):

$$E_d = E\{\gamma_f F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\} \quad (3.21)$$

ou

$$E_d = \gamma_E E\{F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\} \quad (3.22)$$

Relativamente aos valores e cálculo das capacidades resistentes, os coeficientes parciais poderão ser aplicados às propriedades do terreno (X), às capacidades resistentes (R) ou a ambas da seguinte forma:

$$R_d = R\{\gamma_f F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\} \quad (3.23)$$

ou

$$R_d = R\{\gamma_f F_{rep}; X_k; a_d\}/\gamma_R \quad (3.24)$$

ou

$$R_d = R\{\gamma_f F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\}/\gamma_R \quad (3.25)$$

De modo a esclarecer a aplicação dos coeficientes parciais e a proporcionar diferentes alternativas que se adaptem a cada situação, o EC7-1 apresenta 3 Abordagens de Cálculo (AC) distintas face ao modo como são distribuídos os coeficientes parciais, pelas ações, pelos efeitos das ações, pelas propriedades dos materiais e pelas capacidades resistentes. A abordagem a adotar depende de cada país e pode ser verificada no respetivo Anexo Nacional. Segundo o ponto NA-2.4.7.4.4.1(1) presente no Anexo Nacional, em Portugal as verificações respeitantes a Estados Limites Últimos de rotura estrutural ou de rotura do terreno (STR/GEO) em situações persistentes ou transitórias devem ser efetuadas utilizando a Abordagem de Cálculo 1. Os valores dos coeficientes parciais a aplicar nestas situações encontram-se fixados no Anexo A da presente Norma e são agrupados em conjuntos denominados A (para as ações ou para os efeitos das ações), M (para os parâmetros do solo) e R (para as capacidades resistentes). Devem ser escolhidos de acordo com a Abordagem de Cálculo adotada, como será verificado de seguida.

A Abordagem de Cálculo 1 (AC1) (2.4.7.3.4.2) relativamente ao dimensionamento geotécnico de fundações superficiais, pressupõe a aplicação de 2 combinações distintas, em que os coeficientes parciais são aplicados às ações e aos parâmetros de resistência do terreno:

Combinação 1: $A1$ "+" $M1$ "+" $R1$

Combinação 2: $A2$ "+" $M2$ "+" $R1$

Em que "+" significa "combinado com".

Na Abordagem de Cálculo 2 (AC2) (2.4.7.3.4.3) os coeficientes parciais são aplicados às ações ou aos efeitos das ações e às capacidades resistentes do terreno de acordo com:

Combinação: $A1$ "+" $M1$ "+" $R2$

Na Abordagem de Cálculo 3 (AC3) (2.4.7.3.4.4) os coeficientes são aplicados às ações ou aos efeitos das ações provenientes da estrutura e aos parâmetros de resistência do terreno de acordo com:

Combinação: (A1^a ou A2^b) “+” M2 “+” R3 (^a nas ações estruturais; ^b nas ações geotécnicas)

Relativamente aos Estados Limites de Utilização (2.4.8) deve ser satisfeita a seguinte expressão:

$$E_d \leq C_d \quad (3.26)$$

Os movimentos da fundação E_d devem ser menores ou iguais aos limites impostos C_d .

Por outro lado, poderá ser utilizado o método referido em 2.4.8(4) que assenta no pressuposto de que para manter as deformações aquém dos limites de aptidão para a utilização requeridos, poderá ser feita a verificação de que é mobilizada uma fração suficientemente baixa da resistência do terreno. Esta abordagem apenas pode ser aplicada a situações de projeto em que não seja requerido um valor da deformação para verificação, e caso exista comprovada experiência comparável com o terreno, estrutura ou método de construção semelhantes.

Em 2.4.9 é mencionado que devem ser estabelecidos valores limites para os movimentos das fundações, de acordo com o estipulado no respetivo Anexo Nacional, e que quaisquer movimentos diferenciais das fundações que deem origem a deformação na estrutura suportada devem ser limitados.

No Capítulo 6 do EC7-1 são definidas as disposições relativas ao dimensionamento geotécnico de fundações superficiais, incluindo sapatas isoladas, sapatas contínuas e ensoleiramentos gerais, e pressupondo grande parte das considerações descritas previamente. De acordo com 6.2, no seu dimensionamento geotécnico devem ser tidos em conta os seguintes Estados Limites Últimos: perda de estabilidade global, rotura por insuficiente capacidade resistente do terreno (rotura por punçoamento do terreno), rotura por deslizamento, rotura conjunta do terreno e da estrutura, rotura estrutural devida a movimentos da fundação. Devem também ser considerados os seguintes Estados Limite de Utilização: assentamentos excessivos, empolamento excessivo e vibrações inadmissíveis. Segundo 6.3, as ações e situações de projeto consideradas devem estar de acordo com as definições retratadas anteriormente.

Em termos de considerações de projeto e de construção, menciona-se em 6.4 que na definição da profundidade de uma fundação superficial, devem ser tidos em conta diversos aspetos, destacando-se os seguintes: necessidade de atingir um estrato com capacidade resistente adequada, a posição do nível freático e as consequências de a escavação ser realizada abaixo deste nível, a possibilidade de ocorrência de movimentos do solo e de redução da sua resistência, entre outros.

Em relação à definição das dimensões da fundação superficial, podem ser utilizados os métodos apresentados de seguida de forma resumida, segundo Trigo [15]:

- Método direto – no qual são analisados os diversos estados limites, usando modelos de cálculo e considerando valores de cálculo para as ações e para os parâmetros do terreno;
- Método indireto – com base em experiência comparável e em resultados de ensaios de campo ou de laboratório ou de observações, devendo satisfazer os requisitos de todos os estados limites relevantes, tendo por referência as cargas correspondentes aos estados limites de utilização;
- Método prescritivo – em que é usada uma capacidade resistente presumida do terreno de fundação.

O dimensionamento em relação aos Estados Limites Últimos fundamenta-se na verificação da capacidade resistente do terreno ao carregamento e na verificação da capacidade resistente ao deslizamento. Por outro lado, a verificação aos Estados Limites de Utilização baseia-se na verificação de que os assentamentos não ultrapassam os limites normativos. Deste modo os seguintes subcapítulos retratarão ambas as verificações para o caso de sapatas isoladas, incorporando desde já as considerações tomadas no desenvolvimento da Folha de Cálculo.

Antes de avançar para as verificações geotécnicas, apresentam-se de seguida os coeficientes parciais a aplicar para a verificação dos Estados Limites de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO), para as ações ou para os seus efeitos, para os parâmetros do terreno e para as capacidades resistentes. Estes valores são definidos no Anexo A do EC7-1 nos Quadros A.3, A.4 e A.5. e apresentam-se na Tabela 3.2, Tabela 3.3 e Tabela 3.4 respetivamente.

Tabela 3.2 - Coeficientes parciais para as ações ou para os efeitos das ações (EN 1997-1 [12])

Ação		Símbolo	Conjunto	
			A1	A2
Permanente	Desfavorável	γ_G	1,35	1,0
	Favorável		1,0	1,0
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,5	1,3
	Favorável		0	0

Tabela 3.3 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (EN 1997-1 [12])

Parâmetros do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas ^{a)}	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso volúmico	γ_{γ}	1,0	1,0
^{a)} Este coeficiente é aplicado a $tg \phi'$			

Tabela 3.4 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes de fundações superficiais (EN 1997-1 [12])

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto		
		R1	R2	R3
Carregamento do terreno	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Deslizamento	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

3.4.1.1 Capacidade resistente do terreno ao carregamento – Método direto

A capacidade resistente do terreno ao carregamento apresenta-se em 6.5.2, devendo ser satisfeita a seguinte expressão:

$$V_d \leq R_d \quad (3.27)$$

O valor da resistência R_d deve ser calculado em conformidade com o definido anteriormente e de acordo com um dos métodos adotado, assunto que será detalhado de seguida. O valor de V_d deve incluir o peso da fundação, o peso de qualquer material de aterro de reenchimento e todas as pressões de terras, quer favoráveis quer desfavoráveis, devendo ainda ser incluídas as pressões de água que não sejam causadas pelo carregamento da fundação, definido em 6.5.2(3).

Tendo em conta o método direto, define-se em 6.5.2.2 que deverá ser adotado um método vulgarmente reconhecido, apresentando-se um exemplo no Anexo D. O presente exemplo foi considerado na Folha de Cálculo desenvolvida, tendo sido adicionados alguns parâmetros e pressupostos que não são apresentados no EC7-1. Na sua aplicação devem ser tidos em conta os efeitos dos seguintes fatores:

- a resistência do terreno, geralmente representada pelos valores de cálculo de c_u (coesão não drenada), c' (coesão efetiva) e ϕ' (ângulo de atrito efetivo);
- a excentricidade e a inclinação das cargas de cálculo;

- a forma, a profundidade e a inclinação da fundação;
- a inclinação da superfície do terreno;
- as pressões na água do terreno e os gradientes hidráulicos;
- a variabilidade do terreno, principalmente a estratificação.

Além do mencionado é importante referir que o método adotado tem em conta dois tipos de cálculo em função das condições apresentadas. Pode ser feito um cálculo em condições drenadas (associado a solos granulares e ao cálculo em tensões efetivas) ou em condições não drenadas (associado a solos coesivos e ao cálculo em tensões totais).

O método apresentado no Anexo D, segundo Xiao e Barreto [16], baseia-se na teoria da capacidade resistente ao carregamento desenvolvida por Terzaghi nos anos 40. Contudo, o desenvolvimento de Terzaghi não tinha em consideração sapatas retangulares, cargas inclinadas ou a resistência adicional proporcionada pelo solo que se encontra acima da fundação. Nos anos seguintes surgem desenvolvimentos sugeridos por diversos autores incluindo Meyerhof, DeBeer, Hansen, Vesic e Hanna e que levaram mais tarde à teoria presente no Anexo D, e que se expressa pela seguinte equação geral (de acordo com D.4 do EC7-1):

$$R/A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 B' \gamma' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (3.28)$$

onde:

$A' = B' \times L'$ – valor de cálculo da área efetiva da fundação;

b – coeficientes de inclinação da base, com os índices c , q e γ ;

B' – largura efetiva da fundação;

c' – coesão efetiva;

i – coeficientes de inclinação da carga, com os índices c , q e γ ;

L' – comprimento efetivo da fundação;

N – coeficientes de capacidade resistente do terreno ao carregamento, com os índices c , q e γ ;

q' – valor de cálculo da pressão efetiva vertical ao nível da base da fundação, devida ao peso de terrenos sobrejacentes;

s – v coeficientes de forma da base da fundação, com os índices c , q e γ ;

γ' – valor de cálculo do peso volúmico submerso do solo abaixo do nível da fundação.

A expressão (3.28) pode ser aplicada a condições drenadas de cálculo. Assim sendo, os coeficientes que a compõem definem-se segundo o Anexo D do EC7-1 de acordo com:

- capacidade resistente do terreno ao carregamento:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi'/2) \quad (3.29)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (3.30)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi' \quad (3.31)$$

- inclinação da base da fundação:

$$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \tan \phi') \quad (3.32)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi')^2 \quad (3.33)$$

- forma da fundação:

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi' \text{ para uma forma retangular} \quad (3.34)$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \text{ para uma forma quadrada ou circular} \quad (3.35)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ para uma forma retangular} \quad (3.36)$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ para uma forma quadrada ou circular} \quad (3.37)$$

$$s_c = (s_q N_q - 1)/(N_q - 1) \text{ para uma forma retangular, quadrada ou circular} \quad (3.38)$$

- inclinação da carga, causada por uma força horizontal H :

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \tan \phi') \quad (3.39)$$

$$i_q = [1 - H/(V + A'c' \cot \phi')]^m \quad (3.40)$$

$$i_\gamma = [1 - H/(V + A'c' \cot \phi')]^{m+1} \quad (3.41)$$

Em que:

- $m = m_B = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$ quando H atua na direção de B'
- $m = m_L = [2 + (L'/B')]/[1 + (L'/B')]$ quando H atua na direção de L'

Nos casos em que a componente horizontal da carga atua numa direção formando um ângulo θ com a direção de L' , m poderá ser calculado por:

- $m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$

Além destes fatores base, podem ser acrescentados outros ao cálculo que têm em conta diferentes condições não contempladas anteriormente e que serão introduzidos de seguida.

Segundo Matos Fernandes [17], o método apresentado anteriormente admite que o maciço subjacente à sapata é homogêneo, ou seja, a capacidade resistente da fundação depende exclusivamente dessa camada. Surge então uma situação onde existe uma formação de muito maior resistência, o firme, subjacente à camada de fundação da sapata. De acordo com o definido por Matos Fernandes, este problema foi abordado por Mandel e Salençon que obtiveram os fatores corretivos f_c , f_q e f_γ , das três parcelas da resistência da capacidade resistente para ter em conta o efeito desta camada rígida. Estes parâmetros são função do ângulo de atrito da camada homogênea de fundação da sapata, e da relação entre a largura da fundação B , e a espessura da camada mencionada H . Apresentam-se então os valores dos coeficientes corretivos na Tabela 3.5.

É importante referir que estes coeficientes são majorativos, significando assim que a sua consideração promove o aumento da capacidade resistente final, como tal devem ser usados com precaução, sendo que na Folha de Cálculo desenvolvida a sua inclusão na verificação é optativa.

Surgem ainda fatores corretivos distintos que têm em conta a profundidade de fundação da sapata D_f e que afetam igualmente as três parcelas da resistência. De acordo com Xiao e Barreto [16], são definidos por Hansen em 1970, em função do ângulo de atrito e da relação entre a profundidade de fundação da sapata e a largura da sapata B , segundo as seguintes expressões:

$$d_q = 1 + 2tg \phi'(1 - \text{sen}\phi')^2 \left(\frac{D_f}{B}\right) \text{ para } \left(\frac{D_f}{B} \leq 1\right) \quad (3.42)$$

$$d_q = 1 + 2tg \phi'(1 - \text{sen}\phi')^2 tg^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right) \text{ para } \left(\frac{D_f}{B} > 1\right) \quad (3.43)$$

$$d_c = 1 + 0,4 \left(\frac{D_f}{B}\right) \text{ para } \left(\frac{D_f}{B} \leq 1\right) \quad (3.44)$$

$$d_c = 1 + 0,4 tg^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right) \text{ para } \left(\frac{D_f}{B} > 1\right) \quad (3.45)$$

$$d_\gamma = 1,0 \quad (3.46)$$

Tabela 3.5 – Coeficientes corretivos da capacidade resistente para ter em conta a presença do firme a profundidade H abaixo da base da fundação (Matos Fernandes [17])

f_c		B/H								
		0 a 1	1	2	3	4	5	6	8	10
ϕ'	0°	1,00	1,00 ($B/H < 1,41$)	1,02	1,11	1,21	1,30	1,40	1,59	1,78
	20°	1,00 ($B/H < 0,86$)	1,01	1,39	2,12	3,29	5,17	8,29	22,00	61,50
	30°	1,00 ($B/H < 0,63$)	1,13	2,50	6,36	17,40	50,20	(1)	(1)	(1)
	36°	1,00 ($B/H < 0,50$)	1,37	5,25	23,40	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)
	40°	1,00 ($B/H < 0,42$)	1,73	11,10	82,20	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)
f_q		B/H								
		0 a 1	1	2	3	4	5	6	8	10
ϕ'	0°	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	20°	1,00 ($B/H < 0,86$)	1,01	1,33	1,95	2,93	4,52	7,14	18,70	51,90
	30°	1,00 ($B/H < 0,63$)	1,12	2,42	6,07	16,50	47,50	(1)	(1)	(1)
	36°	1,00 ($B/H < 0,50$)	1,36	5,14	22,80	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)
	40°	1,00 ($B/H < 0,42$)	1,72	10,90	80,90	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)
f_γ		B/H								
		0 a 1	1	2	3	4	5	6	8	10
ϕ'	0°	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	20°	1,00	1,00	1,00 ($B/H < 2,14$)	1,07	1,28	1,63	2,20	4,41	9,82
	30°	1,00	1,00 ($B/H < 1,30$)	1,20	2,07	4,23	9,90	24,80	(1)	(1)
	36°	1,00 ($B/H < 0,98$)	1,00	1,87	5,60	21,00	90,00	(1)	(1)	(1)
	40°	1,00 ($B/H < 0,81$)	1,05	3,27	16,60	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)
(1) representa valores acima de 100										

Tal como prevenido para o caso anterior, estes coeficientes também são majorativos, significando assim que a sua consideração promove bastante o aumento da capacidade resistente final, como tal devem ser usados com precaução, sendo que na Folha de Cálculo desenvolvida a sua inclusão na verificação é optativa

Com o disposto nestes últimos parágrafos é possível reescrever a equação geral (3.28) introduzindo os fatores corretivos considerados, obtendo-se:

$$R/A' = c' N_c b_c s_c i_c f_c d_c + q' N_q b_q s_q i_q f_q d_q + 0,5 \gamma' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma f_\gamma d_\gamma \quad (3.47)$$

O mesmo método poderá ainda ser aplicado ao cálculo em condições não drenadas, de acordo com a mesma expressão reduzida. Neste caso o cálculo é feito em tensões totais, não se tendo em conta a parcela relativa ao peso volúmico do solo, a coesão efetiva passa a coesão não drenada c_u e o ângulo de atrito é considerado igual a zero. Com isto a expressão geral de resistência ao carregamento sofre uma redução, passando a ser representada (de acordo com D.3 do EC7-1) por:

$$R/A' = (\pi + 2)c_u b_c s_c i_c + q \quad (3.48)$$

Deste modo, a obtenção dos parâmetros que a compõem também sofrem algumas alterações, apresentando-se como:

- Inclinação da base da fundação:

$$b_c = 1 - 2\alpha/(\pi + 2) \quad (3.49)$$

- Forma da fundação:

$$s_c = 1 + 0,2(B'/L') \text{ para uma forma retangular} \quad (3.50)$$

$$s_c = 1,2 \text{ para uma forma quadrada ou circular} \quad (3.51)$$

- Inclinação da carga, causada por uma carga horizontal H :

$$i_c = \frac{1}{2} \left[1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A'c_u}} \right] \text{ com } H \leq A'c_u \quad (3.52)$$

Tal como para as condições descritas anteriormente, também no cálculo não drenado podem ser aplicados os fatores corretivos relativos à profundidade de fundação da sapata segundo a seguinte expressão:

$$d_c = 1 + 0,2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (3.53)$$

Para o caso explicitado relativo à presença do firme, sabendo que estes fatores dependem do ângulo de atrito, e considerando-se o ângulo de atrito nulo em condições não drenadas, a sua inclusão nesta análise não fará sentido.

Assim é possível reescrever a equação (3.48) adicionando o fator corretivo da profundidade de fundação da sapata de acordo com a seguinte expressão:

$$R/A' = (\pi + 2)c_u b_c s_c i_c d_c + q \quad (3.54)$$

Outro caso que também terá influência na capacidade resistente do terreno ao carregamento será a posição do nível freático em relação à base da sapata. Esta influência verifica-se na obtenção da tensão efetiva q na base da sapata, e do peso específico γ , a aplicar no caso de cálculo. Com isto, de acordo com Xiao e Barreto [16], podem ser tomadas três situações distintas representadas de seguida.

1. O nível freático encontra-se ao nível da base da fundação ou acima desta:

$$q = \gamma D_w + (\gamma_{sat} - \gamma_w)(D_f - D_w) \quad (3.55)$$

Caso o solo abaixo da sapata esteja totalmente saturado, deve ser usado γ' em vez de γ :

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (3.56)$$

Sendo γ_w o peso específico da água, tomado como $9,81 \text{ kN/m}^3$

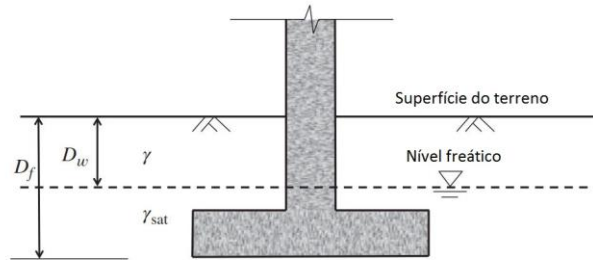


Figura 3.1 – Efeito do nível freático Caso 1 (adaptado de Xiao e Barreto [16])

2. O nível freático encontra-se abaixo da base da sapata, e $D_f \leq D_w \leq D_f + B$:

$$q = \gamma D_f \quad (3.57)$$

Neste caso o peso específico do solo deve considerar uma média ponderada:

$$\gamma = \gamma' + \frac{D_w - D_f}{B} (\gamma - \gamma') \quad (3.58)$$

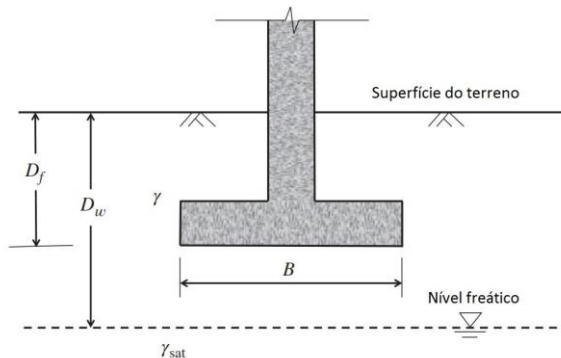


Figura 3.2 – Efeito do nível freático Caso 2 (adaptado de Xiao e Barreto [16])

3. O nível freático encontra-se abaixo da base da sapata, e $D_w > D_f + B$. Neste caso assume-se que o nível freático não afeta a capacidade resistente e logo não são feitas alterações ao cálculo.

3.4.1.2 Capacidade resistente do terreno ao carregamento – Método prescritivo

De acordo com o referido anteriormente, o EC7-1 permite ainda o cálculo da capacidade resistente do terreno ao carregamento recorrendo a um método prescritivo baseado na capacidade resistente ao carregamento presumida que seja vulgarmente reconhecido.

Segundo Bond e Harris [18] existem diversos métodos empíricos que incluem implicitamente fatores de segurança, normalmente com vista a evitar movimentos excessivos da estrutura ou para prevenir a mobilização de tensões elevadas no solo. Sabendo que os Eurocódigos asseguram a verificação da segurança através da aplicação de coeficientes parciais, estes métodos poderão não ser os mais adequados a aplicar tendo em conta as disposições do EC7, exceto quando sejam devidamente adaptados.

Apesar de o mencionado, é usual a aplicação de variados métodos reconhecidos que permitem obter uma aproximação daquela que poderá ser a tensão admissível do terreno ao carregamento. É importante realçar que geralmente os valores fornecidos são estimativas, logo poderão não ser muito precisos. Face a isto aconselha-se que sejam aplicados em situações de dimensionamento preliminares, entendendo-se que através de uma simples descrição do terreno não é possível obter valores ótimos da capacidade resistente do maciço. Uma boa filosofia a adotar poderá passar por determinar a resistência por dois métodos diferentes, por exemplo, e caso os valores não se aproximem usar um terceiro, e um quarto método se necessário, até se obter uma boa convergência e assim alcançar um valor fiável.

No caso de maciços terrosos existem diversas propostas para obtenção da capacidade resistente presumida de fundações superficiais, sendo que algumas pressupõem um vínculo a resultados de ensaios. Na Tabela 3.6 apresentam-se alguns valores detalhados por Look [19], adaptados para fundações com dimensões superiores a 1 m e admitindo assentamentos de 2,5 cm. Além do mencionado, os valores para as areias pressupõem que o nível freático se encontra abaixo da base da fundação, a uma distância superior a B (largura da fundação), sendo que para condições submersas ou saturadas aconselha-se uma redução dos valores apresentados para metade.

A Norma britânica BS 8004 [20] apresenta alguns valores da resistência admissível presumida para solos, dividindo-os em 2 categorias, solos coesivos e solos não coesivos. Para os solos coesivos é feita referência ao facto de estes solos serem suscetíveis a assentamentos por consolidação a longo prazo. No caso de os solos não coesivos os valores apresentados aplicam-se a fundações com dimensões superiores a 1 m e com presença do nível freático nunca acima da base da sapata. Os valores referidos são apresentados na Tabela 3.7.

Tabela 3.6 – Estimativas da capacidade resistente de fundações superficiais (adaptado de Look [19])

Material	Descrição	Tensão admissível (kPa)
Argilas	Muito mole	< 25
	Mole	25-50
	Firmes	50-100
	Rijas	100-200
	Muito rijas	200-400
	Duras	> 400
Areias	Muito soltas	< 40
	Soltas	40-100
	Meio densas	100-275
	Densas	275-450
	Muito densas	> 450

Tabela 3.7 – Valores da resistência admissível presumida sob carregamento estático (adaptado de BS 8004 [20])

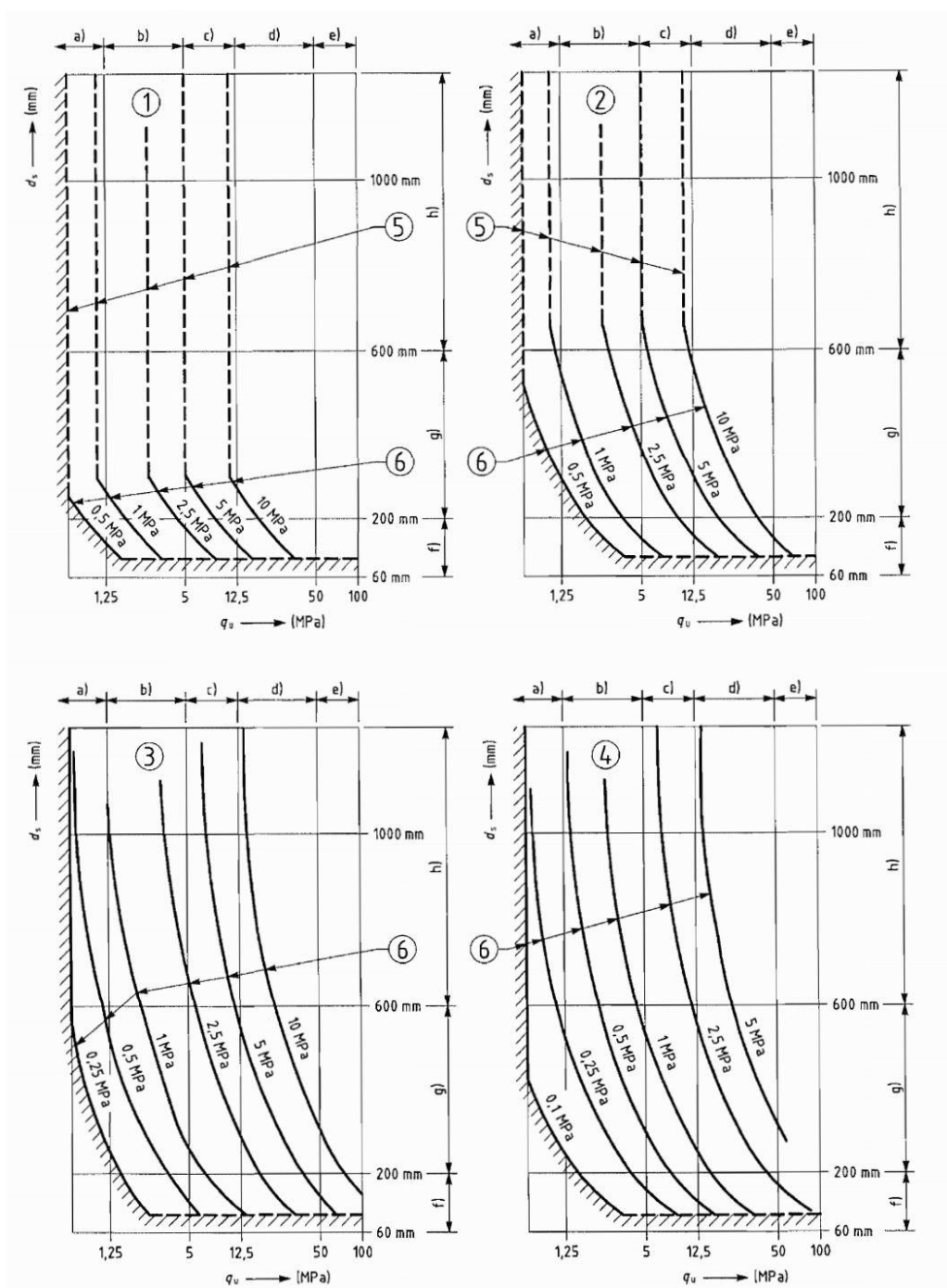
Categoria	Tipo de solo	Valor da resistência admissível presumida (kPa)
Solos não coesivos	Cascalho denso, ou cascalho e areia densos	600
	Cascalho de densidade média ou cascalho e areia de densidade média	200 a 600
	Cascalho solto ou cascalho e areia soltos	< 200
	Areia compacta	> 300
	Areia de densidade média	100 a 300
	Areia solta	< 100
Solos coesivos	Argila muito rija e argila dura	300 a 600
	Argila rija	150 a 300
	Argila firme	75 a 150
	Argila mole e silte	< 75
	Argila muito mole e silte	Não aplicável

O EC7-1 apresenta no Anexo G um método para a determinação da capacidade resistente presumida do terreno para fundações superficiais em rocha.

Os tipos de rocha são então agrupados em 4 grupos distintos de acordo com a Tabela 3.8. O valor da capacidade resistente é dado pela resistência à compressão uniaxial q_u (MPa), através de ábacos, em função do tipo de rocha e do espaçamento das descontinuidades d_s (mm), e admitindo a hipótese de que a estrutura pode tolerar assentamentos até 0,5% da largura da fundação. Refere-se ainda que os valores da capacidade resistente presumida para outros assentamentos poderão ser obtidos através de uma proporção direta. Os ábacos assim como a sua legenda são apresentados na Figura 3.3.

Tabela 3.8 – Agrupamento de rochas brandas e fraturadas (EN 1997-1 [12])

Grupo	Tipo de rocha
1	Calcários e dolomias puros Arenitos calcários de baixa porosidade
2	Rochas ígneas Calcários oolíticos e calcários margosos Arenitos bem cimentados Siltitos argilosos calcários endurecidos Rochas metamórficas, incluindo ardósias e xistos (clivagem e foliação horizontais)
3	Calcários muito margosos Arenitos fracamente cimentados Ardósias e xistos (clivagem e foliação inclinadas)
4	Siltitos argilosos não cimentados e argilitos xistosos



Abcissa: q_u (MPa): resistência à compressão uniaxial;

Ordenada: d_s (mm): espaçamento das discontinuidades.

1 – Rochas do grupo 1; 2 – Rochas do grupo 2; 3 – Rochas do grupo 3; 4 – Rochas do grupo 4;
 5 – Capacidade resistente unitária admissível não superior à resistência à compressão uniaxial da rocha, no caso de as diaclases serem fechadas, ou a 50% deste valor, no caso de as diaclases serem abertas; 6 – Capacidade resistente unitária admissível: a) rocha muito branda, b) rocha branda, c) rocha moderadamente branda, d) rocha moderadamente dura, e) rocha dura.

Espaçamentos: f) discontinuidades pouco espaçadas; g) discontinuidades medianamente espaçadas; h) discontinuidades muito espaçadas.

Figura 3.3 – Capacidade resistente presumida do terreno de fundações superficiais quadradas em rocha (para assentamentos que não excedam 0,5% da largura da fundação) (EN 1997-1 [12])

Após se obter o valor da tensão admissível do terreno é necessário conhecer a tensão de contacto proporcionada pela estrutura, entre a base da sapata e o terreno de fundação, sendo que esta não deverá exceder a tensão admissível do terreno. A determinação do diagrama de tensões instalado no terreno de fundação será caracterizada de seguida por um conjunto de preposições definidas por J.F. Trigo [15], e com bases desenvolvidas por Montoya et al. [21], distinguindo-se sapatas centradas das excêntricas e considerando-se diferentes sistemas de forças atuantes na base do pilar (ação vertical, ação vertical e momento fletor numa direção e ação vertical e momentos fletores em duas direções perpendiculares).

O valor da tensão atuante, de acordo com J.F. Trigo [15], é definido por Webster e Brooker como o valor relativo a uma combinação de ações correspondente a um Estado Limite de Utilização – Combinação Característica. Entende-se com isto que as cargas transmitidas pelo pilar à fundação deverão ser calculadas segundo a combinação definida.

Naturalmente, a grandeza das tensões transmitidas ao solo por uma sapata está relacionada com a grandeza das ações que lhe são transmitidas pelo pilar. Por outro lado, a distribuição de tensões na base da sapata depende, essencialmente, do tipo de solo e da rigidez da sapata. Por esta razão, geralmente adotam-se soluções de sapatas rígidas, visto que deste modo as tensões se aproximam mais de uma distribuição uniforme, facilitando assim a sua avaliação e a reprodução do diagrama de tensões instalado no solo de fundação.

Tendo em conta a sapata representada na Figura 3.4, com dimensões em planta $B \times L$, altura h e pilar de seção transversal $b_0 \times a_0$, a condição de rigidez é dada pelas seguintes expressões que condicionam a sua altura útil d :

$$d \geq \frac{L - a_0}{4} \quad (3.59)$$

$$d \geq \frac{B - b_0}{4} \quad (3.60)$$

Caso não esteja definido o recobrimento mínimo das armaduras imposto pelo Eurocódigo 2, em fase de pré-dimensionamento é possível adotar-se para d o valor dado por:

$$d = h - 0,06 \quad (3.61)$$

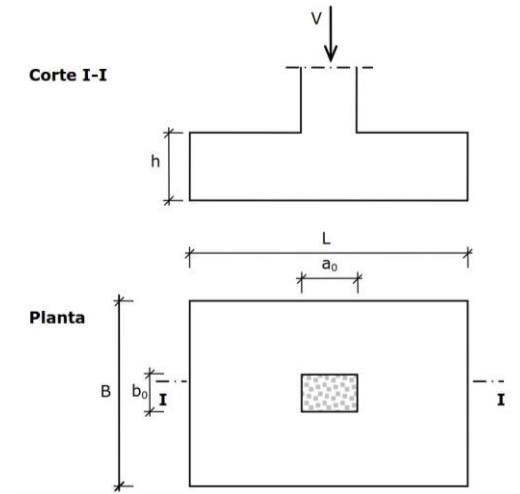
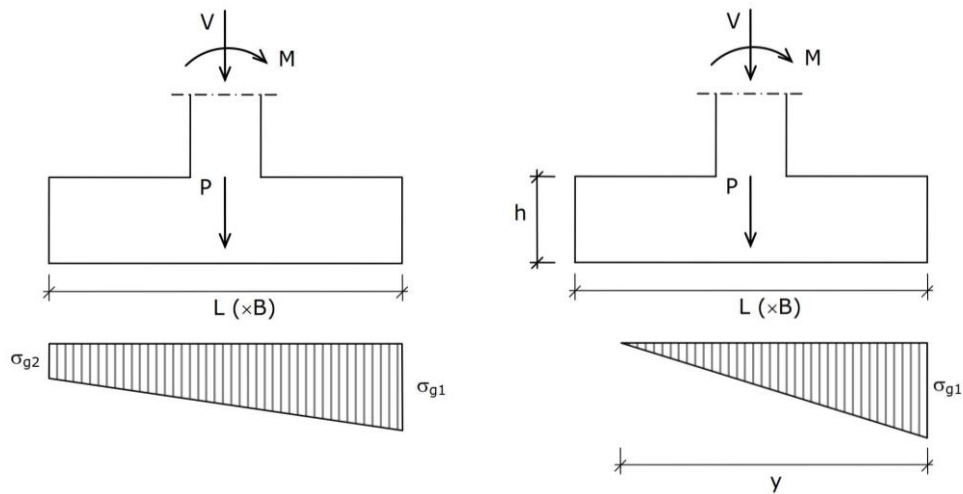


Figura 3.4 – Sapata centrada (Trigo [15])

Caso a fundação, com peso próprio P , cumpra a condição de rigidez acima estabelecida e se encontre sujeita a uma ação vertical V e a um momento fletor M , poderá nestas condições ser admitida uma distribuição linear simplificada de tensões no solo, conforme representado na Figura 3.5, em função da posição da resultante em relação ao núcleo central.



a) Resultante dentro do núcleo central b) Resultante fora do núcleo central

Figura 3.5 – Distribuição linear de tensões na base da sapata em flexão composta (Trigo [15])

A posição da resultante é determinada em função da excentricidade e , que por sua vez depende do efeito do momento fletor no esforço vertical, dado segundo a seguinte relação:

$$e = \frac{M}{V + P} \quad (3.62)$$

A posição da resultante admite-se dentro do núcleo central caso se verifique a seguinte condição:

$$e \leq \frac{L}{6} \quad (3.63)$$

Nesta condição o valor das tensões é dado por:

$$\sigma_{g1} = \frac{V + P}{L \cdot B} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad (3.64)$$

$$\sigma_{g2} = \frac{V + P}{L \cdot B} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad (3.65)$$

Por outro lado, a posição da resultante das ações localiza-se fora do núcleo central quando:

$$e > \frac{L}{6} \quad (3.66)$$

Como é possível verificar na Figura 3.5- b), nos casos em que a resultante se localiza fora do núcleo central, um dos lados da sapata terá tendência a descomprimir, assim, calcula-se apenas a tensão de contacto desenvolvida a partir desse ponto. Nesta condição o valor da tensão é dado por:

$$\sigma_{g1} = \frac{2(V + P)}{L \cdot y} \quad (3.67)$$

onde:

$$y = 1,5(L - 2e) \quad (3.68)$$

Em ambos os casos analisados deve ser verificado que a tensão instalada na base da sapata não excede a tensão admissível do terreno σ_{adm} . Tal como verificado anteriormente, admitindo-se uma distribuição de tensões linear, é usual adotar uma tensão de referência, $\sigma_{g3/4}$ ou σ_{ref} , que será dada, em função da posição da resultante face ao núcleo central, pelas seguintes expressões:

$$\sigma_{ref} = \sigma_{g3/4} = \frac{3\sigma_{g1} + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{adm} \quad \text{para resultante dentro do núcleo central} \quad (3.69)$$

$$\sigma_{ref} = \sigma_{g3/4} = \frac{3}{4}\sigma_{g1} \leq \sigma_{adm} \quad \text{para resultante fora do núcleo central} \quad (3.70)$$

A situação mais comum será aquela em que a sapata se encontra sujeita a uma força vertical V e a dois momentos fletores M em cada uma das direções perpendiculares, designada por flexão desviada.

Nestas condições desenvolvem-se excentricidades nas duas direções perpendiculares da sapata, dando origem a um aumento das tensões transmitidas ao terreno devido a uma redução da área da sapata que contribui para a resistência, passando esta a designar-se por área efetiva A' . A Figura 3.6 pretende esquematizar os efeitos caracterizados anteriormente.

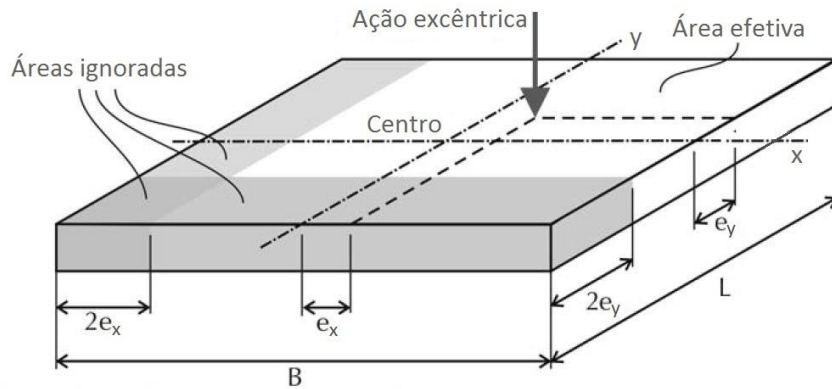


Figura 3.6 – Área efetiva de uma sapata isolada (adaptado de Bond e Harris [18])

As excentricidades são então calculadas para dada direção de acordo com:

$$e_x = \frac{M_y}{V + P} ; e_y = \frac{M_x}{V + P} \quad (3.71)$$

A área efetiva é dada por:

$$A' = B' \times L' \quad (3.72)$$

onde:

$$B' = B - 2e_x \quad (3.73)$$

$$L' = L - 2e_y \quad (3.74)$$

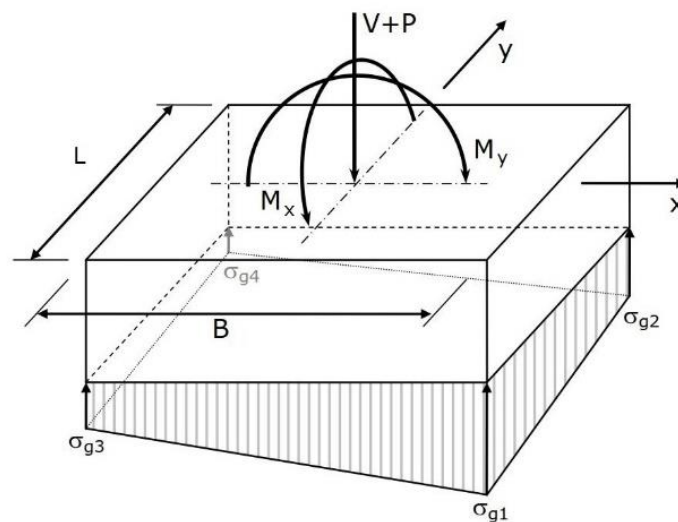


Figura 3.7 – Distribuição de tensões na base da sapata em flexão desviada (adaptado de Trigo [15])

Também para esta situação será necessário verificar se a resultante se encontra dentro do núcleo central, algo que poderá ser feito através da seguinte condição:

$$\frac{e_x}{B} + \frac{e_y}{L} \leq \frac{1}{6} \quad (3.75)$$

Existe uma outra forma para reproduzir a mesma verificação que é dada por:

$$\eta_x + \eta_y \leq \frac{1}{6} \quad (3.76)$$

onde:

$$\eta_x = \frac{e_x}{B} ; \eta_y = \frac{e_y}{L} \quad (3.77)$$

Nestas condições, a tensão sob cada um dos cantos da sapata, definidos σ_{g1} a σ_{g4} , podem ser calculados através da seguinte expressão:

$$\sigma_{gi} = \frac{V + P}{B \cdot L} (1 \pm 6 \eta_x \pm 6 \eta_y) \quad , \text{ com } i \text{ variando de 1 a 4} \quad (3.78)$$

Caso a resultante se localize fora do núcleo central, pelo menos num dos cantos da sapata a tensão será nula. Para o cálculo das tensões, sob estas condições, é apresentada de seguida uma metodologia desenvolvida por Montoya et al. [21].

As tensões nos cantos da sapata são então calculadas de acordo com as seguintes expressões:

$$\sigma_{g1} = \frac{100}{\alpha_1} \sigma_{med} \quad (3.79)$$

$$\sigma_{g2} = \frac{\alpha_2}{100} \sigma_{g1} \quad (3.80)$$

$$\sigma_{g3} = \frac{\alpha_3}{100} \sigma_{g1} \quad (3.81)$$

$$\sigma_{g4} = \sigma_{g2} + \sigma_{g3} - \sigma_{g1} \quad (3.82)$$

onde:

$$\sigma_{med} = \frac{V + P}{B \cdot L} \quad (3.83)$$

Os valores de α_1 , α_2 e α_3 são obtidos das Tabelas Tabela 3.9, Tabela 3.10 e Tabela 3.11, entrando com os valores de η_1 e η_2 e admitindo que:

η_1 – representa a maior das excentricidades η_x e η_y ;

η_2 – representa a menor das excentricidades η_x e η_y ;

Inicialmente calcula-se a tensão média σ_{med} , passando de seguida ao cálculo da tensão no canto mais comprimido σ_{g1} , em função da σ_{med} e do coeficiente α_1 . De seguida calculam-se as tensões σ_{g2} e σ_{g3} em função dos coeficientes α_2 e α_3 . Por fim obtém-se a tensão σ_{g4} no canto menos comprimido, como combinação linear das restantes tensões.

As pressões nos quatro cantos da sapata encontram-se ordenadas por valores decrescentes, sendo a primeira delas aquela que se desenvolve no canto mais comprimido. As restantes servem para obter a posição do plano de pressões e o volume de pressões sobre o terreno. Se alguma das pressões resultar negativa, deve interpretar-se como uma tensão virtual, por ter havido uma descompressão nesse canto.

Em ambos os casos analisados deve ser verificado que a tensão instalada na base da sapata não excede a tensão admissível do terreno. Tal como verificado anteriormente, deve ser verificado que a tensão instalada na base da sapata não excede a tensão admissível do terreno, admitindo-se uma tensão de referência, $\sigma_{g3/4}$ ou σ_{ref} , que será dada, em função da posição da resultante face ao núcleo central, pelas seguintes expressões:

$$\sigma_{ref} = \sigma_{g3/4} = \frac{3\sigma_{g1} + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{adm} \quad \text{para resultante dentro do núcleo central} \quad (3.84)$$

$$\sigma_{ref} = \sigma_{g3/4} = \frac{3}{4}\sigma_{g1} \leq \sigma_{adm} \quad \text{para resultante fora do núcleo central} \quad (3.85)$$

Montoya et al. sugerem uma verificação adicional dada por:

$$\sigma_1 \leq 1,25 \sigma_{adm} \quad (3.86)$$

Tabela 3.9 – Valores do coeficiente $10. \alpha_1$ (adaptado de Montoya et al. [21])

10 α_1		100 η_2																																																																															
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30																																																	
100 η_1	0	1000																																																																															
	1	943	893																																																																														
	2	893	847	807																																																																													
	3	847	807	769	736																																																																												
	4	806	769	735	704	676																																																																											
	5	769	735	704	675	649	625																																																																										
	6	735	704	675	649	625	602	581																																																																									
	7	704	676	649	625	602	581	562	543																																																																								
	8	676	649	625	602	581	562	543	526	510	495	481																																																																					
	9	649	625	602	581	562	543	526	510	495	481	467	454																																																																				
	10	625	602	581	562	543	526	510	495	481	467	454	441	428																																																																			
	11	602	581	562	543	526	510	495	481	467	454	441	428	416	404																																																																		
	12	581	562	543	526	510	495	481	467	454	441	428	416	404	392	380	369	358																																																															
	13	562	543	526	510	495	481	467	453	441	428	416	404	392	380	369	358	347	337																																																														
	14	543	526	510	495	481	467	453	440	428	416	404	392	380	369	358	347	337	326	316																																																													
	15	526	510	495	481	467	453	440	428	415	403	392	380	369	358	347	337	326	316	306	296																																																												
	16	510	495	481	467	453	440	427	415	402	391	379	368	357	347	336	326	316	306	296	287	277																																																											
	17	495	480	466	453	440	427	415	402	391	379	368	357	346	336	326	315	306	296	287	277	268	259																																																										
	18	480	466	452	439	426	414	402	390	379	368	357	346	336	326	315	306	296	287	277	268	259	250	242																																																									
	19	465	451	438	425	413	401	389	378	367	356	345	335	325	315	305	296	286	277	268	259	250	242	233																																																									
	20	450	437	424	412	400	388	377	366	355	344	334	324	314	304	295	286	277	268	259	250	242	233	225																																																									
	21	435	422	410	398	386	375	364	353	343	333	323	313	303	294	285	276	267	258	250	241	233	225	217	209																																																								
	22	420	408	396	384	373	362	351	341	331	321	312	302	293	284	275	266	258	249	241	233	225	217	209	202	195																																																							
	23	405	393	382	370	360	349	339	329	319	310	300	291	283	274	265	257	249	240	232	225	217	209	202	195	187	180																																																						
	24	390	378	367	357	346	336	326	317	307	298	289	281	272	264	255	247	239	231	224	216	209	202	194	187	180	173	167																																																					
	25	375	364	353	343	333	323	314	305	296	287	278	270	262	254	246	238	230	223	215	208	201	194	187	180	173	167	160																																																					
	26	360	349	339	329	320	310	301	292	284	275	267	259	251	243	236	228	221	214	207	200	193	186	179	173	166	160	154																																																					
	27	345	335	325	316	306	297	289	280	272	264	256	248	241	233	226	219	212	205	198	191	185	178	172	166	159	153	147	141																																																				
	28	330	320	311	302	293	285	276	268	260	252	245	237	230	223	216	209	202	196	189	183	177	171	164	158	153	147	141	135	129																																																			
	29	315	306	297	288	280	272	264	256	248	241	234	227	220	213	206	200	193	187	181	175	169	163	157	151	146	140	134	129	123	118																																																		
	30	300	291	283	274	266	259	251	244	237	229	223	216	209	203	196	190	184	178	172	166	161	155	149	144	139	133	128	123	117	112	107																																																	
	31	285	277	268	261	253	246	239	232	225	218	211	205	199	193	187	181	175	169	163	158	153	147	142	137	132	127	122	117	111	106	101																																																	
	32	270	262	254	247	240	233	226	219	213	207	200	194	188	183	177	171	166	160	155	150	145	140	135	130	125	120	115	110	106	101																																																		
	33	255	247	240	233	226	220	213	207	201	195	189	183	178	172	167	162	156	151	146	141	137	132	127	122	118	113	109	104																																																				
	34	240	233	226	220	213	207	201	195	189	184	178	173	167	162	157	152	147	142	138	133	128	124	120	115	111	107	102																																																					
	35	225	218	212	206	200	194	188	183	177	172	167	162	157	152	147	143	138	134	129	125	120	116	112	108	104	100																																																						
	36	210	204	198	192	187	181	176	171	166	161	156	151	146	142	138	133	129	125	120	116	112	109	105	101																																																								
	37	195	189	184	178	173	168	163	158	154	149	145	140	136	132	128	124	120	116	112	108	104	101																																																										
	38	180	175	170	165	160	155	151	146	142	138	134	130	126	122	118	114	110	107	103																																																													
	39	165	160	155	151	147	142	138	134	130	126	122	119	115	112	108	105	101																																																															
	40	150	146	141	137	133	129	126	122	118	115	111	108	105	101																																																																		
	41	135	131	127	123	120	116	113	110	106	103	100																																																																					
	42	120	116	113	110	107	103																																																																										
	43	105	102																																																																														

Tabela 3.10 – Valores do coeficiente α_2 (adaptado de Montoya et al. [21])

α_2		100 η_2																																																																										
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30																																												
100 η_1	0	100																																																																										
	1	100	89																																																																									
	2	100	90	81																																																																								
	3	100	90	82	74																																																																							
	4	100	91	82	75	68																																																																						
	5	100	91	83	76	69	62																																																																					
	6	100	92	84	77	70	64	58																																																																				
	7	100	92	84	77	71	65	60	54																																																																			
	8	100	92	85	78	72	66	61	56	51																																																																		
	9	100	92	85	79	73	67	62	57	52	48																																																																	
	10	100	93	86	80	74	68	63	58	54	50	45																																																																
	11	100	93	87	80	75	69	64	60	55	51	47	43																																																															
	12	100	93	87	81	75	70	65	61	56	52	48	44	40																																																														
	13	100	93	87	82	76	71	66	62	57	53	49	45	41	37																																																													
	14	100	94	88	82	77	72	67	62	58	54	50	46	42	38	35																																																												
	15	100	94	88	83	77	72	68	63	59	55	50	47	43	39	35	32																																																											
	16	100	94	88	83	78	73	68	64	59	55	51	47	43	40	36	33	29																																																										
	17	100	94	89	83	78	73	69	64	60	56	52	48	44	40	37	33	30	26																																																									
	18	100	94	89	83	78	74	69	64	60	56	52	48	44	41	37	34	30	27	23																																																								
	19	100	94	89	83	78	74	69	65	60	56	52	48	45	41	38	34	31	27	24	20																																																							
	20	100	94	89	83	79	74	69	65	61	57	53	49	45	41	38	34	31	27	24	21	17																																																						
	21	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	41	38	34	31	28	24	21	18	14																																																					
	22	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	24	21	18	14	11																																																				
	23	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	7																																																			
	24	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4																																																		
	25	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0																																																	
	26	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0	-4																																																
	27	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0	-4	-9																																															
	28	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0	-4	-9	-14																																														
	29	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0	-4	-9	-14	-19																																													
	30	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0	-4	-9	-14	-19	-25																																												
	31	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0	-4	-9	-14	-19	-25																																												
	32	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0	-4	-9	-14	-19																																													
	33	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0	-4	-9																																															
	34	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0	-4																																																
	35	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0																																																	
	36	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8																																																			
	37	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14																																																					
	38	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25																																																								
	39	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31																																																										
	40	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42																																																													
	41	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53																																																																
	42	100	94	89	83	78	74	69																																																																				
	43	100	94																																																																									

Tabela 3.11 – Valores do coeficiente α_3 (adaptado de Montoya et al. [21])

α3		100 η2																																				
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30						
100 η1	0	100																																				
	1	89	89																																			
	2	79	80	81																																		
	3	69	71	72	74																																	
	4	61	63	65	66	68																																
	5	54	56	58	59	61	62																															
	6	47	49	51	53	55	57	58																														
	7	41	43	45	47	49	51	53	54																													
	8	35	38	40	42	44	46	48	49	51																												
	9	30	32	35	37	39	41	43	45	47	48																											
	10	25	28	30	33	35	37	39	41	42	44	45																										
	11	20	23	26	28	31	33	35	37	38	40	41	43																									
	12	16	19	22	24	27	29	31	33	34	36	37	39	40																								
	13	12	15	18	20	23	25	27	29	31	32	34	35	36	37																							
	14	9	12	14	17	19	21	24	25	27	29	30	32	33	34	35																						
	15	5	8	11	13	16	18	20	22	24	25	27	28	29	30	31	32																					
	16	2	5	8	10	13	15	17	19	20	22	23	25	26	27	28	29	29																				
	17	-1	2	5	7	9	12	14	15	17	19	20	21	22	23	24	25	26	26																			
	18	-4	-1	2	4	6	8	10	12	14	15	17	18	19	20	21	22	22	23	23																		
	19	-8	-4	-2	1	3	5	7	9	11	12	14	15	16	17	18	18	19	20	20	20																	
	20	-11	-8	-5	-2	0	2	4	6	7	9	10	11	13	14	14	15	16	16	17	17	17																
	21	-15	-12	-9	-6	-4	-1	1	2	4	6	7	8	9	10	11	12	12	13	13	14	14	14	14														
	22	-19	-16	-13	-10	-7	-5	-3	-1	1	2	3	5	6	7	8	8	9	9	10	10	11	11	11														
	23	-23	-20	-17	-14	-11	-9	-7	-5	-3	-1	0	1	2	3	4	5	5	6	6	7	7	7	7	7	7												
	24	-28	-25	-21	-18	-16	-13	-11	-9	-7	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	2	3	3	3	3	4	4	4	4											
	25	-33	-29	-26	-23	-20	-18	-15	-13	-11	-10	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-2	-1	-1	0	0	0	0	0	0											
	26	-39	-35	-31	-28	-25	-22	-20	-18	-16	-14	-13	-11	-10	-9	-8	-7	-6	-6	-5	-5	-5	-4	-4	-4	-4	-4	-4										
	27	-45	-41	-37	-34	-31	-28	-25	-23	-21	-19	-18	-16	-15	-14	-13	-12	-11	-10	-10	-10	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9									
	28	-52	-47	-43	-40	-37	-34	-31	-29	-26	-25	-23	-21	-20	-19	-18	-17	-16	-15	-15	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14								
	29	-59	-54	-50	-46	-43	-40	-37	-35	-33	-30	-29	-27	-26	-24	-23	-22	-22	-21	-20	-20	-20	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19							
	30	-67	-62	-58	-54	-50	-47	-44	-41	-39	-37	-35	-33	-32	-31	-30	-29	-28	-27	-26	-26	-26	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25						
	31	-75	-70	-66	-62	-58	-55	-52	-49	-46	-44	-42	-40	-39	-38	-36	-35	-34	-34	-33	-33	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32						
	32	-85	-80	-75	-71	-67	-63	-60	-57	-55	-52	-50	-48	-47	-45	-44	-43	-42	-41	-40	-40	-40	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39						
	33	-96	-90	-85	-81	-77	-73	-69	-66	-64	-61	-59	-57	-55	-54	-52	-51	-50	-49	-49	-48	-48	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47						
	34	-108	-102	-97	-92	-88	-84	-80	-77	-74	-71	-69	-67	-65	-63	-62	-61	-60	-59	-58	-57	-57	-57	-57	-57	-57	-57	-57	-57	-57	-57	-57	-56					
	35	-122	-116	-110	-105	-100	-96	-92	-89	-86	-83	-80	-78	-76	-74	-73	-71	-70	-69	-69	-68	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67					
	36	-138	-131	-125	-120	-115	-110	-106	-102	-99	-96	-93	-91	-89	-87	-85	-84	-82	-81	-81	-80	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79					
	37	-156	-149	-142	-136	-131	-126	-122	-118	-114	-111	-108	-105	-103	-101	-99	-98	-96	-95	-94	-94	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93				
	38	-178	-170	-163	-156	-150	-145	-140	-136	-132	-128	-125	-122	-120	-118	-116	-114	-113	-112	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111	-111				
	39	-203	-194	-187	-179	-173	-167	-162	-157	-153	-149	-146	-143	-140	-138	-136	-134	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132	-132			
	40	-233	-224	-215	-207	-200	-194	-188	-183	-178	-174	-170	-167	-164	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161	-161			
	41	-270	-260	-250	-242	-234	-227	-220	-214	-209	-204	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200	-200			
	42	-317	-305	-294	-284	-275	-267	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260	-260		
	43	-376	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362	-362		

De seguida são abordados os casos em que o pilar a fundar se encontra na extremidade da propriedade onde se situa a edificação. Nestes casos é necessário recorrer a sapatas excêntricas, onde a resultante das ações transmitidas pelo pilar à fundação é excêntrica em relação ao centro de gravidade da área definida pela sapata. Tal como anteriormente, os métodos apresentados estão de acordo com o definido por Trigo [15].

Segundo o autor, o equilíbrio estático das ações representadas impõe que a resultante das tensões na base da sapata seja igual e diretamente oposta à ação transmitida pelo pilar e que as respetivas linhas de ação sejam coincidentes. Tal como verificado na Figura 3.8, o diagrama de tensões no solo será triangular e a largura efetiva da sapata será uma vez e meia a largura do pilar.

Refere-se ainda que a aplicação deste método de cálculo só será possível quando a dimensão b_0 do pilar for elevada, a ação transmitida (V) for reduzida e as características do solo correspondam a uma tensão, σ_{adm} elevada.

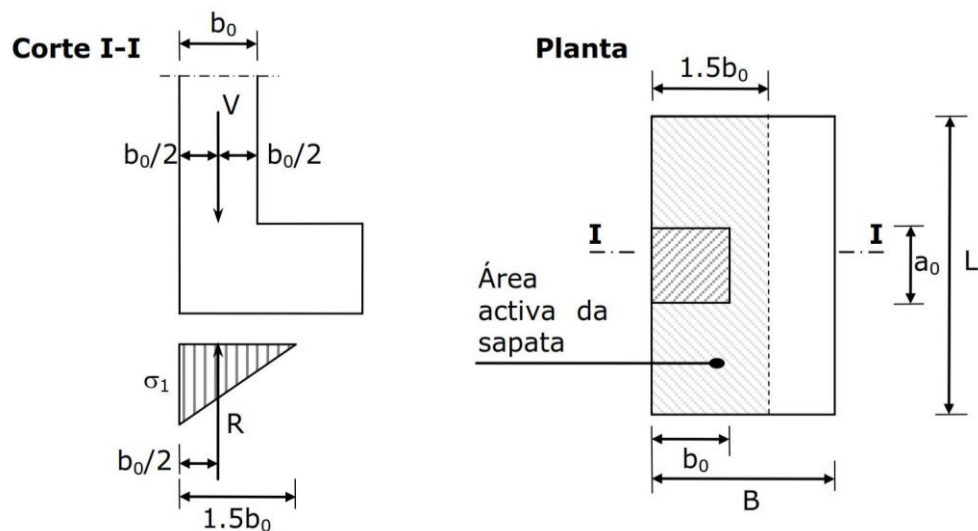


Figura 3.8 – Sapata excêntrica (adaptado de Trigo [15])

Relativamente ao dimensionamento, é possível admitir uma distribuição uniforme de tensões no solo, tal como verificado no caso de sapatas centradas e de acordo com o representado na Figura 3.9. A excentricidade desenvolvida em relação à ação transmitida pelo pilar é dada por:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{b_0}{2} \quad (3.87)$$

Devido a esta excentricidade gera-se um binário cujo momento é definido por:

$$M = \frac{V}{2} (B - b_0) \quad (3.88)$$

O momento considerado deverá ser equilibrado por outro, associado a um par de forças H , mobilizadas no primeiro elemento horizontal (viga ou laje) e no contacto da sapata com o maciço de fundação. Esta última força resultará maioritariamente da contribuição das forças tangenciais mobilizadas por atrito na interface da sapata como terreno de fundação. Poderá ainda adicionar-se uma outra parcela, correspondente ao impulso passivo mobilizado na face lateral da sapata. As forças H são então dadas pela expressão:

$$H = \frac{V}{2h}(B - b_0) \quad (3.89)$$

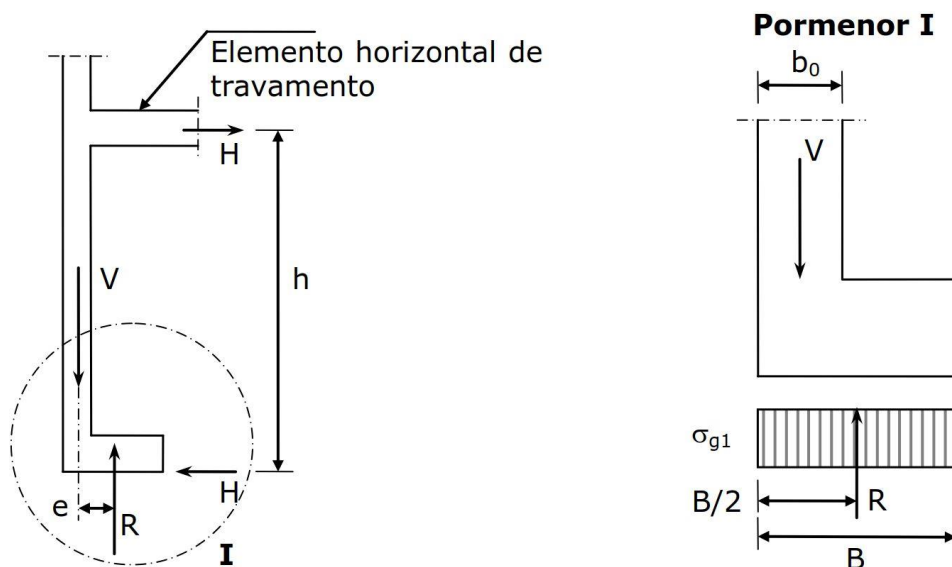


Figura 3.9 – Sapata excêntrica com elemento horizontal de travamento (Trigo [15])

Considerando o diagrama de tensões, o valor de σ_{g1} poderá ser obtido segundo:

$$\sigma_{g1} = \frac{V}{B \times L} \quad (3.90)$$

O autor refere ainda que em solos resistentes ou em maciços rochosos deve promover-se a betonagem da sapata contra o terreno (sem cofragem lateral), de modo a garantir um bom contacto daquela com o maciço.

3.4.1.3 Capacidade resistente do terreno ao deslizamento

A verificação de segurança relativamente ao deslizamento da fundação é definida em 6.5.3 do EC7-1 e deve ser aplicada sempre que o carregamento não seja normal à base da fundação, de acordo com a seguinte expressão:

$$H_d \leq R_d + R_{p;d} \quad (3.91)$$

onde:

H_d – valor de cálculo da componente horizontal da ação, devendo incluir os impulsos ativos de terras impostos à fundação;

R_d – valor de cálculo da resistência ao deslizamento, entre o terreno e a base da fundação;

$R_{p;d}$ – valor de cálculo da força resistente causada por pressões de terras num lado de uma fundação.

Deve ser considerada a possibilidade de o solo situado defronte da fundação ser removido por erosão ou por atividades humanas e em certos solos argilosos deve ser considerada a possibilidade de a argila experimentar retração, afastando-se das faces verticais da fundação. Face a estas possibilidades, a parcela correspondente a $R_{p;d}$ não é considerada no cálculo integrado na Folha de Cálculo desenvolvida.

O valor de cálculo da capacidade resistente ao deslizamento R_d é definido separadamente para condições drenadas e não drenadas.

De acordo com 6.5.3(8), para condições drenadas, R_d deve ser calculado aplicando coeficientes parciais às propriedades do terreno ou aplicando um coeficiente parcial à capacidade resistente do terreno, de acordo com as seguintes expressões:

$$R_d = V'_d \operatorname{tg} \delta_d \quad (3.92)$$

ou

$$R_d = (V'_d \operatorname{tg} \delta_k) / \gamma_{R;h} \quad (3.93)$$

O valor de V'_d representa a ação vertical normal à base da fundação, e para a qual o coeficiente parcial γ_F tem o valor 1,0. É ainda referido que na determinação de V'_d deve ter sido em conta se H_d e V'_d são ações dependentes ou independentes.

Segundo 6.5.3(10), o valor de cálculo do ângulo de atrito, δ_d , poderá ser considerado igual ao valor de cálculo do ângulo de atrito interno em tensões efetivas, ϕ'_d , definindo-se duas possíveis situações:

$$\delta_d = \phi'_d \text{ para fundações de betão moldadas } in \text{ situ} \quad (3.94)$$

$$\delta_d = 2/3 \phi'_d \text{ para fundações prefabricadas de baixa rugosidade} \quad (3.95)$$

Em condições não drenadas, tal como definido em 6.5.3(11), R_d deverá igualmente ser calculado aplicando coeficientes parciais às propriedades do terreno ou aplicando um coeficiente parcial à capacidade resistente do terreno, de acordo com as seguintes expressões:

$$R_d = A' c_{u;d} \quad (3.96)$$

ou

$$R_d = (A' c_{u;k}) / \gamma_{R;h} \quad (3.97)$$

Além do mencionado, no caso de ser possível o acesso de água ou de ar à superfície de contacto entre a fundação e um solo argiloso subjacente não drenado, deve ser efetuada a seguinte verificação:

$$R_d \leq 0,4 V_d \quad (3.98)$$

3.4.1.4 Cálculo de assentamentos

O cálculo de assentamentos surge no ponto 6.6.2 no EC7-1, inserido no Capítulo 6.6 referente ao dimensionamento em relação aos Estados Limites de Utilização.

Definem-se assim algumas exigências relativamente ao cálculo de assentamentos:

- no caso de argilas moles devem sempre ser realizados cálculos de assentamentos;
- no caso de fundações superficiais em argilas rijas ou duras das Categorias Geotécnicas 2 e 3 deverão em geral ser realizados cálculos de assentamentos;
- os cálculos de assentamentos não deverão ser considerados exatos, mas apenas uma estimativa aproximada;
- os deslocamentos da fundação devem ser considerados em termos de deslocamento de todo o sistema de fundação e em termos de deslocamentos diferenciais das diferentes partes da fundação;
- o efeito das fundações e dos aterros vizinhos deve ser tido em conta no cálculo dos incrementos de tensões no terreno e da sua influência na compressibilidade do terreno.

Tal como mencionado anteriormente, deverá ser verificado que os assentamentos da fundação E_d devem ser menores ou iguais aos limites impostos C_d .

Os limites definidos para os assentamentos apresentam-se no Anexo H, referindo-se que nos casos de estruturas com fundações isoladas são muitas vezes admissíveis assentamentos totais até 50 mm.

O ponto 6.6.2(2) refere que no caso de solos parcial ou totalmente saturados deverão ser consideradas as três componentes seguintes do assentamento:

- s_0 assentamento imediato;
- s_1 assentamento por consolidação;
- s_2 assentamento por fluência.

Refere-se ainda que em qualquer situação deverão ser utilizados métodos de avaliação de assentamentos vulgarmente reconhecidos, apresentando-se exemplos para tal no Anexo F do EC7-1. Este apresenta assim dois métodos distintos para o cálculo de assentamentos totais, o método das relações tensão-deformação e o método da elasticidade ajustada.

Relativamente ao método das relações tensão-deformação é definido em F.1 que o assentamento total de uma fundação em solos coesivos ou não coesivos poderá ser avaliado como se refere de seguida:

- Calculando a distribuição de tensões no terreno devida ao carregamento proveniente da fundação; este cálculo poderá ser feito com base na teoria da elasticidade, admitindo geralmente que o solo é homogéneo e isotrópico e que se verifica uma distribuição linear da pressão de contacto;
- Calculando a deformação no terreno a partir das tensões, utilizando valores de módulos de rigidez ou outras relações tensão-deformação determinadas a partir de ensaios de laboratório ou de ensaios de campo;
- Integrando as deformações verticais para obter os assentamentos; para utilizar o método das relações tensão-deformação é necessário seleccionar um número suficiente de pontos no interior do terreno sob a fundação e calcular as tensões e as deformações nestes pontos.

Apesar de não ser referido no EC7-1, no Anexo D.3 da Parte 2 do Eurocódigo 7 [13] é apresentado um exemplo para o cálculo de assentamentos em sapatas isoladas que se baseia precisamente no método das relações tensão-deformação. Este método foi desenvolvido por Schmertmann por volta de 1970, tendo já sofrido algumas atualizações sugeridas por diversos autores. O referido método surge como um método semi-empírico, no qual o módulo de elasticidade (E') pode ser obtido através da resistência de ponta dada pelo ensaio CPT (q_c) segundo as seguintes relações:

$$E' = 2,5 q_c \quad \text{sapatas quadradas e circulares} \quad (3.99)$$

$$E' = 3,5 q_c \quad \text{sapatas contínuas} \quad (3.100)$$

$$E' = 3,5 [1 + 0,4 \log(L/B)]. q_c \quad \text{sapatas retangulares (sugerido por Terzaghi)} \quad (3.101)$$

O assentamento s de uma sapata sob uma carga q é então expresso por:

$$s = C_1 \times C_2 \times (q - \sigma'_{v0}) \times \int_0^{z_i} \frac{I_z}{C_3 \times E'} dz \quad (3.102)$$

Onde:

$C_1 = 1 - 0,5 \times [\sigma'_{v0} / (q - \sigma'_{v0})]$ e $C_1 > 0,5$, fator de correção do embebimento da sapata;

$C_2 = 1,2 + 0,2 \times \log t$, fator de correção associado ao tempo de assentamento;

C_3 – fator de correção para a forma da fundação:

- 1,25 para sapatas quadradas;

- 1,75 para sapatas contínuas com $L/B > 10$ (considera-se a interpolação entre os dois casos para sapatas retangulares);

σ'_{v0} – tensão efetiva vertical ao nível da base da fundação;

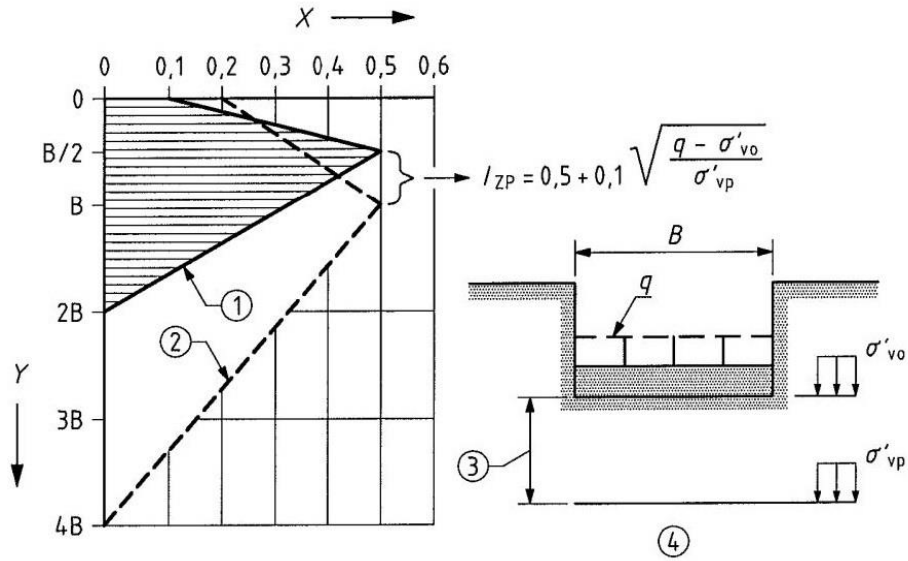
q – tensão transmitida pela sapata ao terreno;

t – tempo, em anos;

I_z – fator de influência da deformação vertical;

z_i – profundidade influenciada pela fundação, em metros;

Os diagramas definidos na Figura 3.10 representam a distribuição do fator de influência da deformação vertical para os casos de sapatas quadradas ($L/B=1$) ou sapatas contínuas ($L/B>10$), não cobrindo os casos intermédios de sapatas retangulares.



- X – fator de influência da deformação vertical I_Z ;
 Y – profundidade relativa abaixo da base da sapata;
 1 – sapata quadrada $L/B = 1$;
 2 – sapata contínua $L/B > 10$;
 3 - $B/2$ (sapatas quadradas); B (sapatas contínuas);
 4 – profundidade até I_{ZP}

Figura 3.10 – Diagramas de tensão-deformação (adaptado de EN 1997-2 [13])

Os valores para os casos de sapatas retangulares, situação que se encontra entre os diagramas 1 e 2 representados na Figura 3.10, surgem como uma interpolação destas situações. Segundo o definido por Salgado et al. [22] os valores do diagrama podem ser obtidos por:

$$I_{Z0} = 0,1 + 0,0111 \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 0,2 \quad (3.103)$$

$$z_{fp} = 0,5 + 0,0555 \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 1 \quad (3.104)$$

$$z_{f0} = 2 + 0,222 \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 4 \quad (3.105)$$

onde:

I_{Z0} – corresponde ao valor de I_{ZP} na base da sapata ($z = 0$);

z_{fp} – corresponde à profundidade correspondente a I_{ZP} ;

z_{f0} – corresponde à profundidade limite de influência ($I_{ZP} = 0$);

Na aplicação prática do cálculo, o integral da equação (3.111) é substituído por um somatório, estendido às i subcamadas em que o maciço é dividido, aplicando valores intermédios de I_z e do módulo de elasticidade E' para cada uma. Este método é contemplado na Folha de Cálculo desenvolvida e a sua aplicação será detalhada no Capítulo seguinte.

Um outro método contemplado no EC7-1 é o método da elasticidade ajustada, apresentado no ponto F.2 do Anexo F e que permite calcular o assentamento total de uma fundação em solos coesivos ou não coesivos. É então apresentada a seguinte expressão para o cálculo do assentamento total:

$$s = p \times B \times \frac{f}{E_m} \quad (3.106)$$

onde:

E_m – valor de cálculo do módulo de elasticidade;

f – coeficiente de assentamento;

p – pressão de contacto, distribuída linearmente na base da fundação, a qual, para solos coesivos normalmente consolidados, deve ser diminuída do peso do solo escavado até à base; os efeitos da impulsão devem igualmente ser considerados;

B – largura da fundação;

Refere-se ainda que este método deverá ser utilizado somente se as tensões no terreno não produzirem cedência significativa e se o comportamento do terreno em termos da relação tensão-deformação puder ser considerado linear, requerendo-se grande prudência no caso de o terreno não ser homogéneo.

Além do mencionado, define-se igualmente que o valor do coeficiente de assentamento depende da forma e das dimensões da base da fundação, da variação da rigidez com a profundidade, da espessura da formação compressível, do coeficiente de Poisson, da distribuição da pressão de contacto e do ponto cujo assentamento é calculado.

De forma a traduzir o expresso anteriormente, segundo Bowles [23] a expressão (3.108) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$s = p \times B \times \frac{1 - v^2}{E_m} \times I_S \times I_F \quad (3.107)$$

onde:

v – coeficiente de Poisson;

I_S – coeficiente relativo à forma da sapata e ao ponto onde se pretende avaliar o assentamento;

I_F – coeficiente relativo à profundidade de instalação da sapata;

Nos casos em que existam diversas camadas com características diferentes, poderá ser feita uma média ponderada dos valores, por exemplo para o módulo de elasticidade e para o coeficiente de Poisson.

De acordo com Matos Fernandes [17], Perloff e Milovic definiram os valores de I_S em função da rigidez, da forma da sapata e do ponto da sapata onde se pretende obter o valor, tal como é apresentado na Tabela 3.12.

Tabela 3.12 – Valores de I_S para maciços semi-indefinidos (adaptado de Matos Fernandes [17])

Forma da sapata	I_S , sapata infinitamente flexível					I_S
	centro	vértice	meio do lado menor	meio do lado maior	média	Sapata rígida
Circular	1,00	-	0,64	0,64	0,85	0,79
Quadrada	1,12	0,56	0,76	0,76	0,95	0,92
Retangular L/B = 1,5	1,36	0,67	0,89	0,97	1,15	1,13
= 2,0	1,52	0,76	0,98	1,12	1,30	1,27
= 3,0	1,78	0,88	1,11	1,35	1,52	1,51
= 5,0	2,10	1,05	1,27	1,68	1,83	1,81
= 10,0	2,53	1,26	1,49	2,12	2,25	2,25

Nos casos em que ocorra uma fronteira rígida à profundidade H abaixo da superfície de meio elástico, Matos Fernandes [17] apresenta valores para I_S obtidos por Marques e Magalhães e definidos na Tabela 3.13. É de realçar que estes valores pressupõe um coeficiente de Poisson igual a 0,3.

Tabela 3.13 – Valores de I_S para sapatas rígidas sobre um meio elástico com fronteira rígida à profundidade H e $\nu=0,3$ (adaptado de Matos Fernandes [17])

H/B	Circular	Retangular					
	Diâmetro = B	L/B=1	L/B=1,5	L/B=2	L/B=3	L/B=5	L/B=inf
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	0,31	0,32	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36
1,0	0,47	0,48	0,52	0,54	0,57	0,58	0,63
1,5	0,55	0,57	0,64	0,68	0,72	0,75	0,83
2,0	0,60	0,63	0,72	0,77	0,83	0,87	0,99
2,5	0,63	0,66	0,77	0,83	0,91	0,97	1,12
3,0	0,65	0,69	0,80	0,88	0,97	1,04	1,23
3,5	0,66	0,71	0,83	0,91	1,02	1,10	1,32
5,0	0,69	0,74	0,88	0,97	1,10	1,22	1,54
7,5	0,71	0,77	0,92	1,01	1,15	1,34	1,79
10	0,72	0,77	0,93	1,05	1,17	1,45	1,97

O parâmetro I_F que tem em conta a profundidade de instalação da sapata (D) depende da relação desta com a dimensão B da sapata, da relação entre dimensões da sapata e do coeficiente de Poisson do maciço elástico. Os valores para este coeficiente são definidos por Bowles [23] sob a forma de tabelas, adaptados de ábacos desenvolvidos por Fox em 1948. Estes valores são apresentados na Tabela 3.14.

Este método é contemplado na Folha de Cálculo desenvolvida e pressupõe uma interpolação dos resultados para obtenção dos valores desejados.

Tabela 3.14 – Valores de I_F (adaptado de Bowles [23])

D/B	L/B						
	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	5,0
$\nu = 0,0$							
0,05	0,950	0,954	0,957	0,959	0,961	0,963	0,973
0,10	0,904	0,911	0,917	0,922	0,925	0,928	0,948
0,20	0,825	0,838	0,847	0,855	0,862	0,867	0,903
0,40	0,710	0,727	0,740	0,752	0,761	0,769	0,827
0,60	0,635	0,652	0,652	0,678	0,689	0,698	0,769
0,80	0,585	0,600	0,600	0,626	0,637	0,646	0,723
1,00	0,549	0,563	0,563	0,587	0,598	0,607	0,686
2,00	0,468	0,476	0,476	0,492	0,499	0,506	0,577
$\nu = 0,1$							
0,05	0,958	0,962	0,965	0,967	0,968	0,970	0,978
0,10	0,919	0,926	0,930	0,934	0,938	0,940	0,957
0,20	0,848	0,859	0,868	0,875	0,881	0,886	0,917
0,40	0,739	0,755	0,768	0,779	0,788	0,795	0,848
0,60	0,665	0,682	0,696	0,708	0,718	0,727	0,793
0,80	0,615	0,630	0,644	0,656	0,667	0,676	0,749
1,00	0,579	0,593	0,606	0,618	0,628	0,637	0,714
2,00	0,496	0,505	0,513	0,521	0,528	0,535	0,606
$\nu = 0,3$							
0,05	0,979	0,981	0,982	0,983	0,984	0,985	0,990
0,10	0,954	0,958	0,962	0,964	0,966	0,968	0,977
0,20	0,902	0,911	0,917	0,923	0,927	0,930	0,951
0,40	0,808	0,823	0,834	0,843	0,851	0,857	0,899
0,60	0,738	0,754	0,767	0,778	0,788	0,796	0,852
0,80	0,687	0,703	0,716	0,728	0,738	0,747	0,813

1,00	0,650	0,665	0,678	0,689	0,700	0,709	0,780
2,00	0,562	0,571	0,580	0,588	0,596	0,603	0,675
$\nu = 0,4$							
0,05	0,989	0,990	0,991	0,992	0,992	0,993	0,995
0,10	0,973	0,976	0,978	0,980	0,981	0,982	0,988
0,20	0,932	0,940	0,945	0,949	0,952	0,955	0,970
0,40	0,848	0,862	0,872	0,881	0,887	0,893	0,927
0,60	0,779	0,795	0,808	0,819	0,828	0,836	0,886
0,80	0,727	0,743	0,757	0,769	0,779	0,788	0,849
1,00	0,689	0,704	0,718	0,730	0,740	0,749	0,818
2,00	0,596	0,606	0,615	0,624	0,632	0,640	0,714
$\nu = 0,5$							
0,05	0,997	0,997	0,998	0,998	0,998	0,998	0,999
0,10	0,988	0,990	0,991	0,992	0,993	0,993	0,996
0,20	0,960	0,966	0,969	0,972	0,974	0,976	0,985
0,40	0,886	0,899	0,908	0,916	0,922	0,926	0,953
0,60	0,818	0,838	0,847	0,857	0,866	0,873	0,917
0,80	0,764	0,781	0,795	0,807	0,817	0,826	0,883
1,00	0,723	0,740	0,754	0,766	0,777	0,786	0,852
2,00	0,622	0,633	0,643	0,653	0,662	0,670	0,747

3.4.2 Dimensionamento geotécnico de fundações superficiais segundo o EC8-5

O Projeto Geotécnico em situações sísmicas é abordado na Parte 5 do Eurocódigo 8 (EC8-5) [14], tendo como base grande parte das disposições verificadas anteriormente no EC7-1.

Segundo o Capítulo 2 do EC8-5, a ação sísmica é definida na Parte 1 do Eurocódigo 8 (EC8-1) [11], não sendo alvo deste desenvolvimento a sua análise, será necessário detalhar algumas considerações aí incluídas e que serão relevantes para o presente estudo.

Resumidamente, a ação sísmica é caracterizada através de espectros de resposta que dependem da aceleração à superfície do terreno a_g , que por sua vez depende do tipo de terreno, da classe de importância atribuída à estrutura e da origem da ação sísmica, podendo esta ser de Tipo 1 (AST1) ou de Tipo 2 (AST2). Através de uma análise por espectros de resposta, por exemplo, é possível obter os esforços impostos pela ação sísmica num edifício, geralmente em cada direção ortogonal considerada (X e Y) e para cada tipo de origem do sismo (AST1 e AST2).

Os tipos de terreno são definidos em 3.1.2 do EC8-1, caracterizando-se de A a E em função das suas características físico-mecânicas. A classe de importância atribuída à estrutura é referida no ponto 4.2.5 da mencionada Norma, sendo definida de acordo com a Tabela 3.15.

Tabela 3.15 – Classes de importância para os edifícios (EN 1998-1 [11])

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.

Para o caso do dimensionamento de fundações superficiais face às ações sísmicas, é necessário saber o valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno a_g , assim como o coeficiente de solo S .

O valor de a_g é definido em 3.2.1(3) como:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (3.108)$$

onde:

γ_I – coeficiente de importância;

a_{gR} – valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A;

Os valores do coeficiente de importância dependem da classe de importância atribuída à estrutura e do Tipo de ação sísmica, são definidos no Quadro NA.II do Anexo Nacional e apresentam-se na Tabela 3.16.

Tabela 3.16 – Coeficientes de importância γ_I (EN 1998-1 [11])

Classe de Importância	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Os valores de a_{gR} são definidos no Anexo NA.I para cada município em função do tipo de ação sísmica e da zona sísmica onde se inserem. São apresentados num quadro bastante extenso, que engloba todos os municípios do território nacional, e como tal não serão aqui apresentados. No entanto, estes valores estão incluídos na Folha de Calculo desenvolvida, algo que será detalhado no próximo Capítulo.

Os valores do coeficiente de solo (S) definem-se no Anexo Nacional, no ponto NA-3.2.2.2(2), de acordo com:

$$S = S_{max} \text{ para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad (3.109)$$

$$S = S_{max} - \frac{S_{max}-1}{3} (a_g - 1) \text{ para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \quad (3.110)$$

$$S = 1,0 \text{ para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \quad (3.111)$$

O parâmetro S_{max} é definido no Anexo Nacional nos Quadros NA-3.2 (AST1) e NA-3.3 (AST2), variando apenas em função do tipo de terreno. Desta forma apresentam-se de seguida na Tabela 3.17.

Tabela 3.17 – Valores do parâmetro S_{max} (EN 1998-1 [11])

Tipo de terreno	S_{max}
A	1,00
B	1,35
C	1,60
D	2,00
E	1,80

O dimensionamento geotécnico face às ações sísmicas admite a consideração dos esforços obtidos de uma análise sísmica para cada direção (X e Y) e para cada tipo de ação sísmica (AST1 e AST2), tendo estes de ser posteriormente combinados. A sua combinação é conseguida através da combinação base definida para situações sísmicas no ECO e apresentada anteriormente. Esta combinação, segundo o EC8-1, incorpora duas outras combinações, entre as componentes horizontais tal como definido em 4.3.3.5.1 e com outras ações de acordo com 3.2.4.

Os esforços devidos à combinação das componentes horizontais da ação sísmica podem então ser obtidos tal como definido em 4.3.3.5.1(3) utilizando as duas combinações seguintes:

$$E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} \quad (3.112)$$

$$0,30 E_{Edx} "+" E_{Edy} \quad (3.113)$$

onde:

"+" – significa “a combinar com”;

E_{Edx} – representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;

E_{Edy} – representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal y escolhido para a estrutura.

A combinação com outras ações é definida em 3.2.4 de acordo com a seguinte combinação:

$$\sum G_{k,j} "+" \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.114)$$

onde:

$\psi_{E,i}$ – coeficiente de combinação para a ação variável i ;

O coeficiente $\psi_{E,i}$ é definido em 4.2.4 segundo seguinte expressão:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (3.115)$$

Os valores de φ são definidos em função da categoria da ação variável, de acordo com o presente na Tabela 3.1 e do tipo de correlação verificada ao nível de cada piso, ou seja, da possível presença de zonas que se integram em diferentes categorias dentro mesmo piso. Visto que no presente desenvolvimento os esforços são obtidos nos apoios dos pilares, a sua aplicação não é possível, considerando-se assim o seu valor igual a 1,0. Contudo, apresentam-se na Tabela 3.18 os valores presentes no EC8-1.

Tabela 3.18 – Valores de φ para calcular $\psi_{E,i}$ (EN 1998-1 [11])

Tipo de ação variável	Piso	φ
Categorias A-C	Cobertura	1,0
	Pisos com ocupações correlacionadas	0,8
	Pisos com ocupações independentes	0,5
Categorias D-F	-	1,0

Além do mencionado, surge no ponto 4.4.2.6 do EC8-1 uma consideração para a resistência das fundações. Em 4.4.2.6(2) é citado que os esforços nos elementos de fundação devem ser determinados com base no cálculo pela capacidade real, tendo em conta eventuais sobrerresistências, isto é, podem ser aqueles obtidos na hipótese de comportamento elástico da estrutura, considerando um coeficiente de comportamento, q , igual a 1,0. Por outro lado em 4.4.2.6(4) define-se que para fundações de elementos verticais isolados (paredes e pilares), considera-se satisfeito o disposto anteriormente se os valores de cálculo dos esforços E_{Fd} nas fundações forem determinados pela expressão:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (3.116)$$

onde:

γ_{Rd} – coeficiente de sobrerresistência, considerado igual a 1,0 para $q \leq 3$ ou igual a 1,2 nos restantes casos;

$E_{F,G}$ – efeito da ação devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação sísmica de cálculo;

$E_{F,E}$ – efeito da ação resultante da análise para a ação sísmica de cálculo;

Ω – valor de $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ da zona dissipativa ou do elemento i da estrutura que tem a maior influência no efeito E_F considerado; em que:

R_{di} – valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento i ;

E_{di} – valor de cálculo do efeito da ação na zona ou no elemento i para situações de projeto sísmica;

De forma a poder aplicar o disposto anteriormente no presente caso de estudo, seria necessário conhecer a resistência associada a cada pilar, isto é, conhecer as soluções estruturais adotadas para cada elemento podendo-se assim calcular o valor de Ω . Tal não se torna viável tendo em conta que por vezes poderá não existir solução final aquando do cálculo provisório para verificação geotécnica. Assim, e sabendo que este valor depende da relação entre o valor da resistência e o valor do efeito da ação associado, optou-se por considerar a situação limite que será $\Omega=1,0$, para todos os casos.

O EC8-5 define no Capítulo 3 as propriedades do terreno a ter em conta, apresentando os parâmetros de resistência adequados para solos coerentes e incoerentes. No caso de solos coerentes aconselha-se a utilização da resistência ao corte não drenada c_u como parâmetro de resistência. Para solos incoerentes o parâmetro de resistência adequado é a resistência ao corte cíclico não drenada $\tau_{cy,u}$, que deverá ter em conta o possível aumento da pressão na água dos poros.

Ainda no Capítulo 3 definem-se os coeficientes parciais para as propriedades dos materiais. De seguida apresentam-se estes valores em conjunto com os valores dos coeficientes parciais para as ações e para as resistências. No caso de a verificação geotécnica para os Estados Limites STR e GEO em situações acidentais, onde se incluem as situações sísmicas, estes são fornecidos no Anexo Nacional do EC7-1 nos quadros NA.I, NA.II e NA.III. Os valores são apresentados nas Tabelas Tabela 3.19, Tabela 3.20 e Tabela 3.21 respetivamente.

Tabela 3.19 – Coeficientes parciais para as ações em situações sísmicas (EN 1997-1 [12])

Ação		Coeficiente
Ações permanentes	Desfavoráveis	1,0
	Favoráveis	1,0
Ações variáveis	Desfavoráveis	1,0
	Favoráveis	0

Tabela 3.20 – Coeficientes parciais para os parâmetros do terreno em situações acidentais (EN 1997-1 [12])

Parâmetro do terreno	Símbolo	Coeficiente
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas ^{a)}	$\gamma_{\phi'}$	1,10
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,10
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,15
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,15
Peso volúmico	γ_{γ}	1,00

Tabela 3.21 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes em situações sísmicas para fundações superficiais (EN 1997-1 [12])

Capacidade resistente	Símbolo	Coeficiente
Carregamento do terreno	$\gamma_{R;v}$	1,0
Deslizamento	$\gamma_{R;h}$	1,0

No Capítulo 4 do EC8-5 mencionam-se alguns requisitos relativos à escolha do local e aos terrenos de fundação a considerar no Projeto Geotécnico, fazendo-se referência à importância de se efetuar uma avaliação do local de construção, assegurando que os riscos de rotura, instabilidade e liquefação são minimizados no caso de ocorrência de um sismo.

No ponto 4.1.2 define-se que não se devem construir edifícios das classes de importância II, III e IV na proximidade imediata de falhas tectónicas reconhecidas como sismicamente ativas, devendo efetuar-se estudos geológicos especiais de modo a determinar a perigosidade sísmica em termos de rotura do terreno e de severidade de vibração do terreno.

Apesar de não ter sido incorporado no presente desenvolvimento, deve ser feita uma avaliação da suscetibilidade à liquefação em situações em que se verifique a presença de solos incoerentes saturados. De acordo com o definido em 4.1.4, entende-se por liquefação uma redução da resistência ao corte e/ou rigidez, devida ao aumento da pressão na água dos poros em solos incoerentes saturados durante a ocorrência de movimentos sísmicos do terreno, que origine deformações permanentes significativas ou, mesmo, uma quase anulação da tensão efetiva no solo. Segundo 4.1.4(3), os estudos de caracterização necessários para este efeito devem incluir, no mínimo, ensaios de penetração normalizados (SPT) ou ensaios de penetrómetro de cone (CPT), assim como a determinação das curvas de distribuição granulométrica em laboratório.

O Capítulo 5 caracteriza o sistema de fundação, definindo-se assim os requisitos gerais a considerar, além daqueles presentes no EC7-1. Em 5.1 descreve-se que as forças relevantes da superestrutura devem ser transferidas ao terreno sem deformações permanentes substanciais, e as deformações do terreno induzidas pelo sismo devem ser compatíveis com os requisitos funcionais essenciais da estrutura.

As verificações e critérios de dimensionamento de sapatas em relação aos Estados Limites Últimos são apresentados em 5.4.1.1 devendo ser verificadas quanto à rotura por deslizamento e quanto à rotura por insuficiência de capacidade resistente do terreno ao carregamento, algo que será abordado no próximo subcapítulo.

Relativamente aos Estados Limites de Utilização não é apresentado nenhum método concreto de análise. Apesar disso, no ponto 4.1.5 são dadas algumas disposições a ter em conta na análise de assentamentos induzidos pela ação sísmica. Define-se que a suscetibilidade dos solos de fundação ao aumento de compacidade e a assentamentos excessivos provocados por tensões cíclicas induzidas por sismos deve ser considerada quando existam, a pequena profundidade, estratos extensos de materiais incoerentes soltos não saturados. Estas situações devem ser avaliadas por métodos disponíveis, com recurso a ensaios de laboratório apropriados de amostras representativas dos materiais. No caso de os assentamentos provocados serem suscetíveis de afetar a estabilidade das fundações, define-se que deverão ser considerados métodos de melhoramento do solo.

3.4.2.1 Capacidade resistente do terreno ao carregamento em situações sísmicas

Relativamente à verificação da capacidade resistente do terreno ao carregamento da fundação em situações sísmicas, tal como constatado anteriormente, é incorporada nas situações acidentais, tendo já sido apresentadas as considerações relativas à combinação da ação sísmica bem como aos coeficientes parciais a aplicar nesta situação.

No ponto 5.4.1.1(8) do EC8-5 define-se um método para determinação da capacidade resistente ao carregamento, apresentado no Anexo F e que permite ter em conta a inclinação e as excentricidades resultantes das forças de inércia na estrutura bem como os possíveis efeitos das forças de inércia no próprio terreno de fundação.

Segundo Fardis et al.[24] a expressão geral fornecida no Anexo F é derivada de análises teóricas de fundações contínuas desenvolvidas por Paolucci e Pecker por volta de 1997. A condição de verificação expressa simplesmente que as forças de cálculo N_{Ed} (força vertical), V_{Ed} (força horizontal), M_{Ed} (momento fletor) e \bar{F} (força sísmica do solo) devem estar dentro dos limites definidos pela superfície apresentada na Figura 3.11.

Um outro aspeto importante refere-se ao facto de o cálculo ser desenvolvido para sapatas contínuas, logo por metro de desenvolvimento, ou seja, deverá ser incorporado o seu comprimento L , em alguns parâmetros, de forma a que este se adapte a sapatas retangulares. Este aspeto será detalhado de seguida.

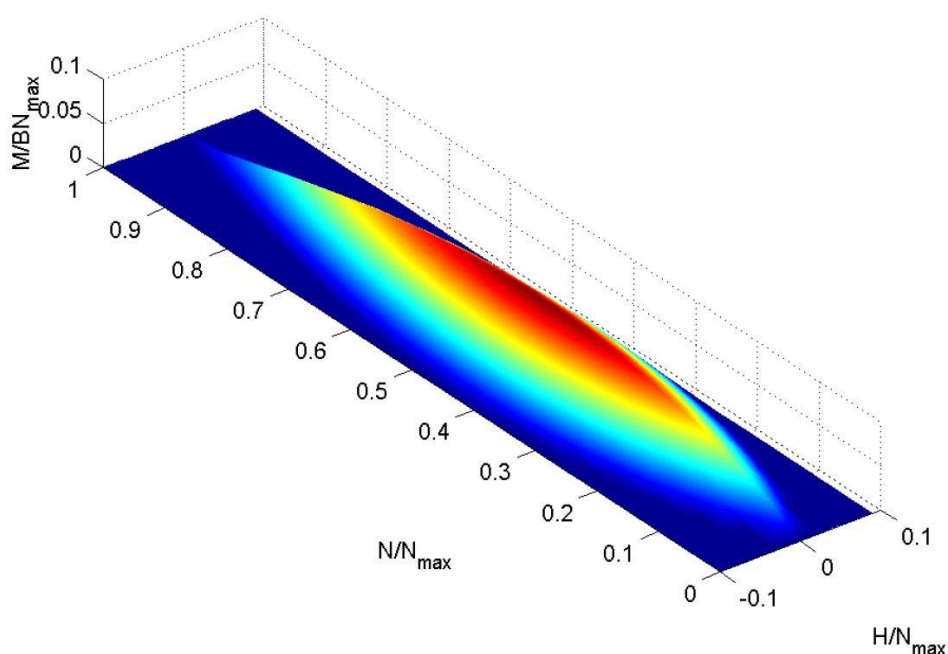


Figura 3.11 – Superfície das cargas últimas para a capacidade resistente ao carregamento de sapatas (Fardis et al. [24])

A verificação considerada é então representada pela seguinte expressão:

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_T}(\beta\bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N}]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c'_M}(\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N}]^d} - 1 \leq 0 \quad (3.117)$$

onde:

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{max}}; \bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{max}}; \bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Ed}}{B N_{max}} \quad (3.118)$$

N_{max} – capacidade resistente última ao carregamento da fundação sob uma carga vertical centrada;

B – largura da fundação;

\bar{F} – força de inércia do solo, adimensional;

γ_{Rd} – coeficiente parcial do modelo;

$a, b, c, d, e, f, m, k, k', c_T, c_M, c'_M, \beta$ e γ – são parâmetros numéricos dependentes do tipo de solo.

A definição de alguns dos parâmetros é então dividida em solos puramente coerentes e solos puramente incoerentes, algo semelhante à abordagem verificada no EC7-1 ao considerar situações drenadas e situações não drenadas. A expressão para a verificação mantém-se, variando apenas os parâmetros a ela associados em função do tipo de solo considerado.

Tal como mencionado anteriormente, a adaptação do presente método para sapatas retangulares deve ser feita introduzindo o efeito do comprimento L da sapata. Isto pode ser conseguido multiplicando L no cálculo da capacidade resistente última ao carregamento N_{max} .

As definições para solos puramente coerentes são apresentadas no ponto F.2. Define-se então que para solos puramente coerentes ou solos incoerentes saturados, a capacidade resistente última ao carregamento sob uma carga centrada N_{max} é calculada por:

$$N_{max} = (\pi + 2) \frac{\bar{c}}{\gamma_M} B \times L \quad (3.119)$$

onde:

\bar{c} – resistência ao corte não drenada do solo, c_u , para solos coerentes, ou resistência ao corte cíclico não drenada, $\tau_{cy,u}$, para solos incoerentes;

γ_M – coeficiente parcial relativo às propriedades dos materiais;

A força de inércia adimensional do solo, \bar{F} , é calculada por:

$$\bar{F} = \frac{\rho \cdot a_g \cdot S \cdot B}{\bar{c}} \quad (3.120)$$

onde:

ρ – massa volúmica do solo;

a_g – valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno;

a_{gR} – valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno;

S – coeficiente de solo.

No presente caso de solos coerentes, aplica-se ainda a seguinte limitação à expressão geral da capacidade resistente ao carregamento:

$$0 < \bar{N} \leq 1, |\bar{V}| \leq 1 \quad (3.121)$$

Para solos puramente incoerentes, as disposições são apresentadas em F.3. Define-se que para solos puramente incoerentes secos ou solos incoerentes saturados sem aumento significativo da pressão intersticial, a capacidade resistente última ao carregamento da fundação sob uma carga vertical centrada N_{max} é calculada por:

$$N_{max} = \frac{1}{2} \rho g \left(1 \pm \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_\gamma \times L \quad (3.122)$$

Onde:

g – aceleração devida à gravidade;

a_v – aceleração vertical do terreno, que poderá ser considerada igual a $0,5a_g \cdot S$;

N_γ – coeficiente de capacidade resistente, função do valor de cálculo do ângulo de atrito interno do solo ϕ'_d (que inclui o coeficiente parcial de uma propriedade do material γ_M), tal como definido no EC7-1;

A força adimensional do solo, \bar{F} , é calculada por:

$$\bar{F} = \frac{a_g}{g \cdot \tan \phi'_d} \quad (3.123)$$

Também para este caso é aplicada uma limitação à expressão geral de acordo com:

$$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'} \quad (3.124)$$

Os parâmetros numéricos dos coeficientes são definidos em F.4 em função do tipo de solo e apresentam-se na Tabela 3.22.

Tabela 3.22 – Valores dos parâmetros numéricos utilizados na verificação (EN 1998-5 [14])

Símbolo	Solo puramente coerente	Solo puramente incoerente
a	0,70	0,92
b	1,29	1,25
c	2,14	0,92
d	1,81	1,24
e	0,21	1,41
f	0,44	0,32
m	0,21	0,96
k	1,22	1,00
k'	1,00	0,39
c_T	2,00	1,14
c_M	2,00	1,01
c'_M	1,00	1,01
β	2,57	2,90
γ	1,85	2,80

Os coeficientes parciais de modelo γ_{Rd} pretendem refletir incertezas associadas ao modelo teórico, sendo definidos em F.6 e apresentados na Tabela 3.23.

Tabela 3.23 Valores do coeficiente parcial de modelo γ_{Rd} (EN 1998-5 [14])

Areia de compactidade média a elevada	Areia seca solta	Areia saturada solta	Argila não sensível	Argila sensível
1,00	1,15	1,50	1,00	1,15

No ponto F.5 é feita referência ao facto de que na maioria das situações correntes, poderá considerar-se \bar{F} igual a 0 para solos coerentes. Para solos incoerentes, \bar{F} poderá ser desprezado se $a_g \cdot S < 0,1 g$ (ou seja, se $a_g \cdot S < 0,98 \text{ m/s}^2$).

Finalizando, Wang e Thusyantan [25] referem que este método tem suscitado dúvidas por parte dos seus utilizadores, sendo que, de um modo geral, não se verifica uma ligação aos pressupostos apresentados no Eurocódigo 7. De acordo com os autores, não existe qualquer referência ao dimensionamento pelos Estados Limites, bem como à consideração das abordagens de cálculo presentes no EC7-1. Após uma análise mais detalhada, os autores verificaram ainda que este método é bastante sensível, podendo uma variação de milímetros nas dimensões da fundação, conduzir a primeira parcela da equação 3.125 para valores infinitos, condicionando totalmente a sua verificação. Por outro lado, os parâmetros dos solos nem sempre são facilmente obtidos, apresentando-se assim mais um entrave na sua aplicação.

3.4.2.2 Capacidade resistente do terreno ao deslizamento em situações sísmicas

A verificação de segurança relativamente ao deslizamento da fundação em situações sísmicas é definida em 5.4.1.1(2) do EC8-5. É em tudo semelhante à verificação apresentada anteriormente e presente no EC7-1. Para evitar a rotura por deslizamento deve então ser satisfeita a seguinte expressão:

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{pd} \quad (3.126)$$

Onde:

V_{Ed} - valor de cálculo da componente horizontal da ação, devendo incluir os impulsos ativos de terras impostos à fundação;

F_{Rd} - valor de cálculo da resistência ao deslizamento, entre o terreno e a base da fundação;

E_{pd} - valor de cálculo da força resistente causada por pressões passivas de terras num lado de uma fundação.

De acordo com o EC8-5 o valor de F_{Rd} poderá ser calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \delta}{\gamma_M} \quad (3.127)$$

Onde:

N_{Ed} - valor de cálculo do esforço normal na base horizontal;

δ - ângulo de atrito na interface estrutura-terreno na base da sapata, que poderá ser calculado de acordo com o definido no EC7-1 e no subcapítulo 5.4.1.3 do presente desenvolvimento;

γ_M - coeficiente parcial para a propriedade do material, a tomar com o valor aplicável a $\tan \phi'$, tal como definido anteriormente

Tal como verificado no subcapítulo 5.4.1.3, o valor de cálculo da capacidade resistente ao deslizamento dependerá das condições do terreno, com base na resistência drenada ou não drenada.

O valor de cálculo de E_{pd} resultante das pressões de terras nas faces da sapata poderá ser tido em conta desde que sejam tomadas medidas adequadas no local, como por exemplo, a compactação do aterro de reenchimento contra as faces da sapata ou a betonagem de uma sapata diretamente contra uma superfície do solo vertical e limpa.

O regulamento ainda define que no caso das fundações acima do nível freático poderá ser tolerado um deslizamento limitado desde que as duas condições seguintes sejam satisfeitas:

- As propriedades do solo permanecem inalteradas durante o sismo;

- O deslizamento não afeta desfavoravelmente o funcionamento de nenhuma rede vital ligada à estrutura;

Esta tolerância deverá ser razoável em função do comportamento global da estrutura.

3.4.3 Investigações geotécnicas e ensaios segundo o EC7-2

A EN 1997-2 [13] define os processos de aquisição, avaliação e transmissão de informação relativa aos terrenos para posterior aplicação no dimensionamento geotécnico. Foi projetada para ser usada em conjunto com a primeira parte da EN 1997, e fornece regras gerais para uma variedade de ensaios de campo e de laboratório correntes, interpretação e avaliação dos resultados obtidos, e definição de correlações a considerar para os valores de parâmetros e coeficientes geotécnicos obtidos de ensaios.

3.4.3.1 Planeamento de investigações geotécnicas

No Capítulo 2 é definido o planeamento das investigações geotécnicas, referindo-se que estas devem ser planeadas de tal forma que garantam que a informação e dados geotécnicos relevantes estejam acessíveis durante as várias fases de projeto. A informação deve ser adequada para permitir a gestão de riscos de projeto identificados antecipadamente. As sondagens devem ainda estabelecer as condições do solo, rochas e água subterrânea, e devem permitir a recolha de informação adicional sobre o local em análise.

A composição e extensão das investigações deve ser baseado no tipo e dimensionamento da construção, devendo ainda ser focada nos pontos representativos de variações no terreno. Posto isto, estas podem ser definidas tendo em conta a fase de projeto presente, distinguindo-se investigações preliminares, investigações de dimensionamento e investigações de controlo e monitorização. Nos casos em que as investigações sejam realizadas ao mesmo tempo, as investigações preliminares e de dimensionamento devem ser consideradas simultaneamente.

De acordo com 2.3, as investigações preliminares devem ser planeadas de tal forma que possa ser recolhida informação relevante para avaliar as condições do local de implantação da obra, nomeadamente no que diz respeito ao posicionamento da estrutura, efeitos que a construção possa ter nas redondezas (edifícios vizinhos, etc.), consideração de possíveis soluções de fundação a adotar e auxiliar no planeamento das sondagens de dimensionamento e controlo. Devem ainda fornecer informação relativa ao tipo de solo ou rocha presente, e à sua estratificação, níveis freáticos e estimativas das propriedades resistentes do terreno.

Em 2.4 definem-se as investigações de dimensionamento, que englobam investigações de campo e ensaios laboratoriais.

As investigações de campo devem ser complementares às preliminares, nos casos em que as últimas não forneçam informação suficiente. Caso seja preponderante, estas devem incluir perfurações e/ou escavações para recolha de amostras, medições de níveis freáticos e a execução de ensaios de campo.

Deve ser criado um programa das investigações de campo que deve incluir o seguinte:

- plano com a localização e tipos de investigação;
- profundidade das investigações;
- tipos de amostras a recolher, incluindo quantidade e profundidade;
- especificações na medição do nível freático;
- tipo de equipamento a usar;
- normas a aplicar.

As localizações e a profundidade das investigações devem ser baseadas na informação obtida das investigações preliminares, em função das condições geológicas, dimensões da estrutura e da complexidade da sua execução. Resumidamente, a localização dos pontos de investigação deve coincidir com a localização da estrutura, garantindo que é possível conhecer todas as zonas e estratos que esta possa afetar. O anexo B.3 define algumas sugestões em termos de afastamento e profundidade das investigações em função do tipo de construção.

Para a realização de ensaios de laboratório deve ser conhecida a estratigrafia do local e deve ser estabelecido qual o estrato relevante para o dimensionamento, permitindo assim especificar o tipo e o número de ensaios a realizar. A identificação dos estratos deve ser feita em função da complexidade, quer geotécnica quer da obra, e dos parâmetros necessários para o dimensionamento.

As investigações de controlo e monitorização são definidas em 2.5 e são executadas na fase de execução com o objetivo de confirmar e comparar as condições do terreno encontradas, com aquelas que foram assumidas no dimensionamento. Permitem ainda a implementação de medidas de controlo gerais tais como medições dos níveis freáticos ou pressões neutras e as suas flutuações, medições do comportamento de construções vizinhas e medições do comportamento da própria construção. É referido ainda que o controlo e a monitorização são da maior importância quando o Método Observacional é aplicado, tal como definido no EC7-1.

3.4.3.2 Recolha de amostras de solos e rochas e medições de níveis freáticos

A recolha de amostras de solos e rochas deve ser executada através de perfurações ou de escavações. Estas devem ser baseadas no objetivo da sondagem, na geologia do local e na complexidade do projeto.

Relativamente à recolha de amostras de solos são definidas 3 categorias de métodos a aplicar (EN ISO 22475-1), dependendo da qualidade que se pretende obter nas amostras, qualidade essa que compreende 5 classes distintas:

- Categoria A: amostras de Classe 1 a 5;
- Categoria B: amostras de Classe 3 a 5;
- Categoria C: amostras de Classe 5.

As Classes de qualidade dependem das propriedades do solo que se assumem manterem-se intactas durante a recolha da amostra e o seu manuseamento, transporte e armazenamento. As Classes são descritas na Tabela 3.24 em função das suas propriedades inalteradas e das propriedades que podem ser determinadas, tal como é definido no EC7-2.

A determinação da Classe a alcançar nas amostras recolhidas e a quantidade devem ser baseadas no objetivo das investigações, geologia local e complexidade do projeto. As dimensões das amostras devem estar de acordo com o tipo de solo e com o tipo e número de ensaios a realizar. A escolha dos equipamentos de perfuração ou escavação e do equipamento de recolha de amostras deve ser adequada à categoria prescrita. Todos os requisitos para as condições anteriormente descritas se encontram na norma EN ISO 22475-1, devendo esta ser consultada.

Tabela 3.24 – Classes de qualidade de amostras de solos para ensaios laboratoriais (adaptado de EN 1997-2 [13])

Propriedades do solo / Classes de qualidade	1	2	3	4	5
<u>Propriedades inalteradas</u>					
Tamanho das partículas	*	*	*	*	
Conteúdo em água	*	*	*		
Densidade, índice de densidade, permeabilidade	*	*			
Compressibilidade, resistência ao corte	*				
<u>Propriedades que podem ser determinadas</u>					
Sequência das camadas	*	*	*	*	*
Limites de Atterberg, densidade de partículas, conteúdo orgânico	*	*	*	*	
Conteúdo em água	*	*	*		
Densidade, índice de densidade, porosidade, permeabilidade	*	*			
Compressibilidade, resistência ao corte	*				

Em relação à recolha de amostras de rochas definem-se 3 categorias (A, B e C) de métodos de recolha em função da qualidade da amostra.

A categoria A permite obter amostras nas quais não existe, ou existe muito pouco, distúrbio da estrutura da rocha durante o procedimento de amostragem ou no manuseamento das amostras. A resistência, deformabilidade, conteúdo em água, densidade, porosidade e permeabilidade da amostra correspondem aos valores *in situ* e não se verifica qualquer alteração nos constituintes da rocha ou na sua composição química. A categoria B prevê que as amostras mantêm os constituintes podendo até ser visível o arranjo geral das descontinuidades da rocha. Contudo, a estrutura da rocha é perturbada assim como algumas das suas propriedades de deformação e resistência. A categoria C conduz à alteração da estrutura e das descontinuidades da rocha, podendo até encontrar-se fraturada. Pode ocorrer alguma alteração dos seus constituintes e da sua composição química. Contudo, o tipo de rocha, a sua matriz e textura podem ser identificados.

A classificação e a identificação das rochas deve ter em conta a análise das massas de rocha e das amostras, incluindo observações de decomposição e descontinuidades, sendo as últimas quantificadas de acordo com o padrão, espaçamento e inclinação (EN ISSO 14689-1).

Relativamente à determinação dos níveis freáticos e de pressões neutras nos terrenos, esta deve ser executada instalando sistemas de medição abertos ou fechados. O tipo de equipamento a instalar deve ser selecionado em função do tipo e da permeabilidade do terreno, objetivo das medições, tempo de observação previsto, flutuações espectáveis e o tempo de resposta do equipamento e do terreno.

Os sistemas abertos devem ser aplicados a terrenos com alta permeabilidade e os sistemas fechados a terrenos com baixa permeabilidade (podendo, no entanto, ser usados em todos os tipos de terreno).

O número, localização e profundidade das medições deve ser escolhido em função do propósito das mesmas, topografia, estratigrafia, e das condições de permeabilidade do solo, devendo-se garantir que os pontos de medição não são afetados por outras camadas ou aquíferos. Uma observação, nas perfurações, do nível freático no final do dia e no início do dia seguinte fornece uma boa indicação das condições locais.

A avaliação dos resultados de medições dos níveis freáticos deve ter em conta as condições geológicas e geotécnicas, a precisão das medições, as flutuações de pressão neutra ao longo do tempo, a duração do período de observação, a época presente e as condições climáticas. Estas devem compreender as elevações máximas e mínimas verificadas durante o período definido.

3.4.3.3 Ensaios de campo em solos e rochas

Os ensaios de campo em solos e rochas são definidos na secção 4 da norma e podem estar relacionados com a recolha de amostras anteriormente referida. O planeamento da sua aplicação deve ter em conta a geologia e a estratificação do terreno, o tipo de fundação a ser executada e o método de dimensionamento a adotar.

Existem diversos tipos de ensaios *in situ*, alguns mais apropriados para materiais coesivos e outros para materiais não coesivos. Contudo, nem sempre é possível estimar os materiais que se preveem encontrar no local, tornando por vezes difícil a escolha do melhor ensaio a aplicar.

De acordo com Ameratunga et al. [26], e de uma forma geral, as vantagens e limitações associadas aos ensaios *in situ* podem ser resumidas como se apresenta de seguida:

Vantagens:

- O volume de material testado é maior do que na maioria dos ensaios de laboratório, por isto, em principio devem refletir com mais precisão a influência da sua composição nas características medidas;
- Muitos dos ensaios de campo produzem um registo contínuo das propriedades do solo o que permite determinar as condições fronteira;
- Os ensaios *in situ* podem ser realizados em solos onde é impossível, ou pouco fiável, proceder-se à recolha de amostras indeformadas (por exemplo solos não coesivos, solos com partículas de grandes dimensões ou com muitos estratos e/ou heterogéneos);
- Os solos são testados no seu ambiente natural, o que pode não ser preservado nos ensaios de laboratório;
- Alguns ensaios *in situ* apresentam custos praticamente nulos quando comparados com os ensaios de laboratório;
- Em geral, os ensaios de campo estão disponíveis quando necessários e podem ser interpretados com um atraso mínimo comparando com a chegada da amostra ao laboratório e o tempo necessário para executar o ensaio. Isto torna-se significativo quando o local de estudo se encontra distante do laboratório.

Limitações:

- As condições fronteira em termos de tensões e/ou deformações são por vezes fracamente definidas, e uma interpretação racional dos ensaios torna-se complicada;

- As condições de drenagem são geralmente desconhecidas e tornam incerto se as características avaliadas refletem o comportamento de um solo drenado, não drenado ou parcialmente drenado. Contudo, um ensaio CPT realizado em condições quase-estáticas, com medições constantes da pressão neutra (CPTu), ajuda a minimizar este problema;
- O grau de distúrbio induzido no solo pelo aparelho utilizado e a sua influência nos resultados é geralmente grande, mas de magnitude desconhecida;
- As áreas deformadas não são uniformes e as taxas de deformação são maiores do que as aplicadas no laboratório ou previstas pela estrutura;
- Com a exceção do SPT que permite a recolha de amostras, a natureza dos solos testados não é diretamente identificável pelos ensaios de campo.

Os ensaios devem ser selecionados dentro daqueles contidos nas partes da norma EN ISO 22476 e incluídos na norma, tais como:

- CPT (Cone Penetration Test);
- PMT (Pressiómetro de Ménard);
- DMT (Dilatómetro de Marchetti);
- SPT (Standard Penetration Test);
- DP (Dynamic Probing/Penetrómetro Dinâmico)
- WST (Weight Sounding Test);
- FVT (Field Vane Test/Corte Rotativo);
- FLT (Flat Dilatometer Test);
- PLT (Plate Loading Test/Carga em Placa).

A norma prevê ainda a aplicação de métodos complementares e reconhecidos internacionalmente como, por exemplo, os métodos geofísicos.

Durante o desenvolvimento do programa de ensaios, a seleção do tipo de ensaio e do equipamento deve apontar para obter a melhor solução técnica e económica.

Na execução dos ensaios, caso os resultados obtidos não correspondam aqueles esperados podem ser incluídos ensaios adicionais ou até a alteração para diferentes tipos de ensaios.

Numa fase de avaliação dos resultados deve ser tida em conta a influência dos equipamentos utilizados e das condições geotécnicas verificadas: se forem usadas correlações a sua aplicabilidade deve ser considerada para cada caso concreto.

De seguida, detalham-se os ensaios SPT (Standard Penetration Test) e CPT (Cone Penetration Test).

- SPT (Standard Penetration Test)

O ensaio SPT é detalhado em 4.6 do EC7-2 e deve ser executado e reportado de acordo com a norma ISO 22476-3. Qualquer desvio verificado do previsto pela norma deve ser justificado e a sua influência nos resultados deve ser comentada.

O ensaio SPT (Figura 3.12) envolve a penetração de um amostrador no solo (geralmente no fundo de um furo de sondagem) por meio de golpes ou pancadas de um martelo que é deixado cair livremente. Permite assim recolher uma amostra do solo e através do número de pancadas, determinar algumas das suas características mecânicas. É considerado um ensaio normalizado, existindo, contudo, algumas variações na sua aplicação.



Figura 3.12 – Ensaio SPT (Xiao e Barreto [16])

O martelo que permite a penetração do amostrador apresenta 63,5 kgf de peso e cai de uma altura de 76 cm. O amostrador (Figura 3.13 **Error! Reference source not found.**) é um tubo de aço bipartido (4) (com diâmetros exterior e interior de, respetivamente, 51 mm e 35 mm) com comprimento de cerca de 80 cm e peso aproximado de 6,8 kgf. À extremidade inferior do corpo do amostrador anexa-se um anel cortante que é biselado para facilitar a penetração no terreno. Na extremidade oposta é roscada uma peça (2), dotada de uma válvula de esfera antirretorno (3), de orifícios laterais para purga do ar e da água (6) durante a cravação, e que possui um batente (5) onde é feita a ligação ao trem de varas (1).

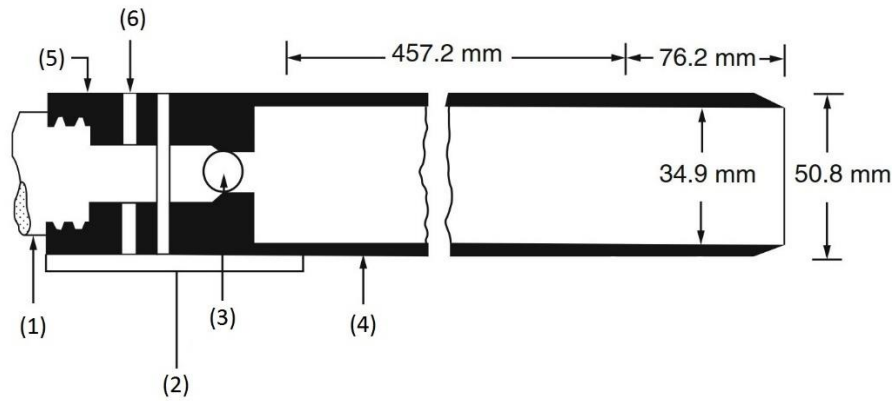


Figura 3.13 – Amostrador (adaptado de Ameratunga et al. [26])

O ensaio é realizado em duas fases sucessivas, com penetração do amostrador de 15 cm na primeira fase e de 15 cm mais 15 cm na segunda fase, procedendo-se à contagem do número de golpes necessário para este avanço. O resultado do ensaio, N , é tomado como o número total de golpes do martelo na segunda fase (15 cm + 15 cm).

Caso na primeira fase o número de golpes atinja 50 sem se verificar a penetração de 15 cm, ou o mesmo número seja atingido na segunda fase sem penetração de 30 cm, a cravação é interrompida, registrando-se o comprimento de penetração verificado. Esta situação é conhecida como nega do ensaio, definindo um limite. Em Portugal é usual adotar 60 golpes e não 50 para definição da nega.

Apesar de o referido anteriormente, existem diversos aspetos relativos à realização do ensaio, suscetíveis de afetar de modo substancial os seus resultados. Como exemplo refere-se o modo de operação e de queda do martelo, o peso do batente, o tipo de varas e as suas ligações, o diâmetro do furo, etc.

Segundo Matos Fernandes [17], sendo N o resultado em bruto do ensaio, o valor do resultado do ensaio normalizado e corrigido é obtido a partir da seguinte equação:

$$(N_1)_{60} = C_E C_R C_D C_N N \quad (3.128)$$

Os termos presentes são coeficientes corretivos. C_E está relacionado com a energia transmitida e C_N tem em conta o efeito do nível de tensões efetivas à profundidade do ensaio. Os coeficientes C_D , relacionado com o diâmetro do furo, e C_R , que tem em conta o comprimento do trem de varas, não são de aplicação consensual. Deste modo, para muitos autores o valor de $(N_1)_{60}$ é considerado tomando estes últimos como valores unitários.

O EC7-2 prevê a utilização dos resultados do ensaio SPT para derivar parâmetros geotécnicos, definindo exemplos de correlações entre o número de pancadas e os índices de densidade e até um método para calcular assentamentos de fundações contínuas, algo que não será detalhado.

Posto isto, definem-se, de seguida, algumas correlações de resultados do ensaio SPT com alguns dos parâmetros geotécnicos correntemente utilizados. Estas correlações são adaptadas de Ameratunga et al. [26].

De acordo com os autores, Wolff aproximou a correlação criada por Peck, Hanson e Thornburn, entre o número de pancadas N e o ângulo de atrito interno ϕ , de acordo com a seguinte expressão:

$$\phi(^{\circ}) = 27,1 + 0,3N - 0,00054N^2 \quad (3.129)$$

Hatanaka e Uchida expressam esta mesma correlação, utilizando o valor de SPT normalizado da seguinte forma:

$$\phi(^{\circ}) = \sqrt{20(N_1)_{60}} + 20 \quad (3.130)$$

Ameratunga et al. [26] apresentam ainda correlações de N com o módulo de elasticidade E .

Para areias e areias argilosas, Webb sugere:

$$E \approx 479(N + 15) \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (3.131)$$

Ferrent introduz o coeficiente de Poisson (ν) na mesma correlação, obtendo-se:

$$E \approx 718(1 - \nu^2)N \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (3.132)$$

Terzaghi e Peck definiram, tal como apresentado na Tabela 3.25, correlações com a coesão não drenada de argilas, c_u , tendo como base uma consistência aproximada e os valores de N .

Tabela 3.25 – Correlação entre consistência, N , e coesão não drenada de argilas (Ameratunga et al. [26])

Consistência	N	c_u (kN/m ²)
Muito mole	0-2	< 12
Mole	2-4	12-25
Média	4-8	25-50
Rija	8-15	50-100
Muito rija	15-30	100-200
Dura	> 30	> 200

- CPT/CPTu (Cone Penetrometer Test)

O ensaio CPT é detalhado em 4.3 do EC7-2 e deve ser executado e reportado de acordo com a norma ISO 22476-1. Qualquer desvio verificado do previsto pela norma deve ser justificado e a sua influência nos resultados deve ser comentada.

Este ensaio é maioritariamente utilizado na caracterização de argilas e areias moles. Sendo um ensaio contínuo, o perfil de variação em profundidade do estrato estudado é bastante mais detalhado, ao contrário do SPT que geralmente é realizado em intervalos de 1-1,5 m.

Consiste na cravação contínua no solo, através de um sistema hidráulico, de uma ponteira de aço que apresenta uma extremidade cônica e uma manga. A cravação é feita a uma taxa de 20 mm/s e a ponteira apresenta um ângulo no vértice igual a 60° e uma área de 10 cm². A manga apresenta uma extensão de 134 mm e 150 cm² de área. O aspeto geral do equipamento é apresentado na Figura 3.14.



Figura 3.14 – Vários tipos de equipamentos CPT e CPTu (Ameratunga et al. [26])

Por meio de um transdutor colocado no interior da ponteira cônica é possível medir, durante a cravação, a chamada resistência de ponta, q_c , enquanto a resistência lateral, f_s , ao longo da manga, é medida num outro transdutor colocado junto à superfície desta.

Este ensaio conta ainda com uma variante, o CPTu ou piezocone, que permite a medição da pressão na água dos poros, u , junto à ponteira durante a cravação. Alguns aparelhos permitem ainda a medição da pressão neutra a meia altura do cone e no topo da manga, conseguindo assim 3 medições em posições distintas, de acordo com o representado na Figura 3.15.

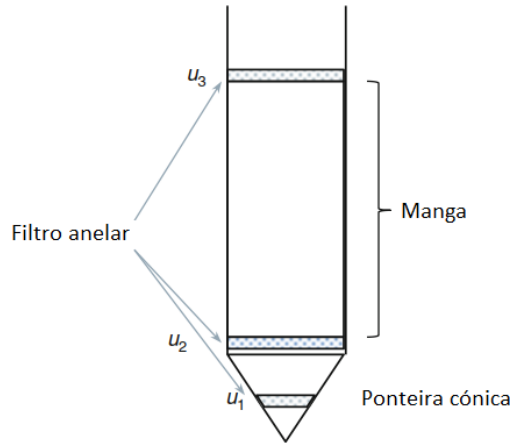


Figura 3.15 – Componentes do piezocone (CPTu) (Ameratunga et al. [26])

De acordo com Matos Fernandes [17], o efeito da pressão neutra, medida no piezocone, deve ser tido em conta, tornando necessária uma correção dos valores tomados para a resistência de ponta, passando a ser usado o parâmetro q_t . Esta correção só é relevante em solos argilosos e silto-argilosos moles, nos quais se verificam valores muito baixos de q_c , conjugados com valores elevados de pressão neutra. Para solos arenosos a correção é desprezável, sendo que q_c e q_t são praticamente coincidentes.

O EC7-2 prevê a utilização dos resultados do ensaio CPT para derivar parâmetros geotécnicos, definindo exemplos de correlações.

No caso de solos finos apresenta-se uma correlação para a determinação da resistência não drenada c_u , que pode ser obtida através de:

$$c_u = \frac{q_c \cdot \sigma_{vo}}{N_k} \quad , \text{ para o CPT} \quad (3.133)$$

Ou

$$c_u = \frac{q_t \cdot \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad , \text{ para o CPTu} \quad (3.134)$$

Onde:

N_k e N_{kt} – coeficientes estimados de experiência local e definidos como:

Argilas moles – 14 ± 4

Argilas sobreconsolidadas - 17 ± 5

Argilas fissuradas – $10/3$

σ_{vo} – tensão vertical inicial à profundidade considerada

Posto isto, definem-se de seguida algumas correlações de resultados do ensaio SPT com alguns dos parâmetros geotécnicos correntemente utilizados adaptados de Ameratunga et al. [26]

De acordo com os autores, Bergdahl estabeleceu correlações entre q_c e a densidade relativa para obtenção do ângulo de atrito de solos não coesivos que se apresentam na Tabela 3.26.

Tabela 3.26 – Correlação de q_c e densidade relativa com ângulo de atrito (Ameratunga et al. [26])

Densidade relativa	q_c (MPa)	ϕ (°)
Muito baixa	0-2,5	29-32
Baixa	2,5-5,0	32-35
Média	5,0-10,0	35-37
Alta	10,0-20,0	37-40
Muito alta	> 20,0	40-42

Em jeito de conclusão, apresenta-se, de seguida, na Tabela 3.27 um conjunto de vantagens e desvantagens associadas aos ensaios SPT e CPT.

Tabela 3.27 - Resumo de vantagens e desvantagens dos ensaios SPT e CPT (adaptado de Ameratunga et al. [26])

	SPT	CPT
Vantagens	<ul style="list-style-type: none"> - Ensaio normalizado robusto e de baixo custo; - Pode ser aplicado a uma vasta gama de materiais; - Permite a recolha de amostras; - Ensaio aplicado há longa data, existindo uma grande base de dados e correlações aplicáveis a várias situações; 	<ul style="list-style-type: none"> - Ensaio robusto e de fácil aplicação; - Permite a obtenção de perfis contínuos representativos; - Ensaio de execução rápida; - Se for bem executado apresenta resultados bastante precisos; - Existem diversas correlações aplicáveis para obtenção de propriedades correntes;
Desvantagens	<ul style="list-style-type: none"> - Não fornece informação contínua do estrato perfurado, mas sim de intervalos, - É afetado por distúrbios induzidos na perfuração, tais como alívios de tensões; - Os resultados são influenciados pelo tamanho das partículas, estrutura do solo e histórico de tensões; - Requer algumas correções para interpretação dos resultados. 	<ul style="list-style-type: none"> - Não é apropriado para materiais com grandes partículas, mas sim para solos uniformes e finos; - Não permite uma penetração fácil em materiais densos e duros; - Necessita de calibração; - Não permite a recolha de amostras; - O equipamento tem custos relativamente altos.

3.4.3.4 Ensaios de laboratório em solos e rochas

Os ensaios de campo em solos e rochas são definidos na secção 5 do EC7-2 e podem estar relacionados com a recolha de amostras anteriormente referida.

O programa de ensaios de laboratório deve ser definido previamente, tal como mencionado e a seleção das amostras a utilizar de ser sempre que possível baseada na informação obtida de ensaios de campo.

De acordo com Ameratunga et al. [26], e de uma forma geral, as vantagens e limitações associadas aos ensaios laboratoriais podem ser resumidas como se apresenta de seguida:

Vantagens:

- Condições fronteira bem definidas;
- Condições de drenagem controladas;
- Em princípio, obtêm-se campos de deformação uniformes;
- A natureza dos solos e as suas características físicas são bem identificáveis;
- Caso exista quantidade suficiente de amostras podem ser realizados múltiplos ensaios, podendo assim validar resultados inesperados que possam surgir.

Limitações:

- Em solos coesivos, os efeitos de distúrbios nas amostras, por vezes, podem ser difíceis de avaliar;
- Em solos não coesivos a recolha de amostras indeformadas apresenta-se ainda como um problema;
- O pequeno volume das amostras, por vezes, conduz a dúvidas relativamente ao facto de estas poderem representar o comportamento de uma massa de solo grande, ao serem realizados ensaios a uma escala comparativamente reduzida;
- Em termos gerais, as investigações baseadas em ensaios de laboratório são bastante mais dispendiosas e consomem bastante mais tempo face à realização de ensaios de campo;
- Em alguns ensaios laboratoriais, erros do operador podem influenciar bastante os resultados finais.

A norma prevê, como seria de esperar, que todos os ensaios devem ser realizados e relatados de acordo com as normas existentes (EN/EN ISO). O equipamento do laboratório deve ser adequado e calibrado dentro dos requisitos definidos.

Em 5.3 definem-se as considerações de preparação das amostras de solo a ensaiar. O objetivo desta preparação é fornecer amostras que sejam o mais representativas possível do solo de onde foram retiradas, distinguindo-se 5 tipos de amostras: deformadas, indeformadas, recompectadas, remoldadas e reconstituídas. As amostras de solo devem ser suficientemente grandes de forma a incluírem as partículas de maiores dimensões e as características naturais do terreno tais como estrutura e fábrica.

Resumem-se, de seguida, alguns dos métodos considerados para classificação, identificação e descrição de solos e os respetivos documentos normativos:

- Determinação de conteúdo em água (ISO 17892-1);
- Determinação de densidade aparente (ISO 17892-2);
- Determinação de densidade de partículas (ISO 17892-2);
- Análise de tamanho de partículas (ISO 17892-4);
- Determinação dos limites de consistência/Atterberg (17892-12);

Quanto à determinação das características resistentes dos solos, destacam-se os seguintes ensaios:

- Ensaio à compressão não confinado (ISO 17892-7): permite obter um valor aproximado da resistência à compressão não confinada, sendo que metade deste valor representa a resistência ao corte não drenada, c_u ;
- Ensaio triaxial não consolidado, não drenado (ISO 17892-8): permite obter o valor da resistência ao corte não drenada do solo, c_u ;
- Ensaio à compressão triaxial consolidado (ISO 17892-9): caso o ensaio seja realizado em condições drenadas podem ser obtidos os valores do ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') e da coesão efetiva (c'), caso seja realizado em condições não drenadas pode ser alcançado o valor da resistência ao corte não drenada (c_u);
- Ensaio de corte direto consolidado (ISO 17892-10): permite obter os valores do ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') e da coesão efetiva (c') do solo.

Em termos de determinação de parâmetros de compressibilidade e deformação, são apresentados os seguintes ensaios:

- Ensaio de compressibilidade edométrico (17892-5): permite obter valores que caracterizam a compressibilidade tais como o módulo edométrico (E_{OED}), coeficiente de compressibilidade (m_v), índice de compressibilidade (C_c) e a tensão de pré-consolidação (σ'_p).

- Ensaio triaxial de deformabilidade: permite obter os módulos de deformabilidade, dependendo das condições de drenagem (E' ou E_u).

Em relação à classificação de rochas, a norma considera ensaios para a sua identificação e descrição (ISO 14689-1), determinação de conteúdo em água (Anexo U.3) e determinação de densidade e porosidade (ISO 17892-3 e Anexo U.4).

No que diz respeito à avaliação da capacidade resistente de rochas, destacam-se os seguintes ensaios, detalhados no Anexo W da norma:

- Ensaio de compressão uniaxial e deformabilidade: permite obter o módulo de elasticidade, E , e o coeficiente de Poisson, ν ;
- Ensaio de corte direto: permite a determinação dos parâmetros básicos de resistência ao corte tais como o ângulo de atrito, ϕ , e a coesão, c ;
- Ensaio Brasileiro (compressão diametral ou de tração direta): permite medir indiretamente a resistência uniaxial ou em conjunto com outros ensaios, o ângulo de atrito e a coesão;
- Ensaio triaxial de compressão: permite determinar indiretamente o ângulo de atrito e a coesão.

3.4.3.5 Relatório da investigação do terreno

A secção 6 do EC7-2 detalha os requisitos necessários para a elaboração do relatório de investigação do terreno, sendo que este deve compor uma parte do relatório geotécnico de dimensionamento.

Este deve incluir uma apresentação de toda a informação geotécnica relevante, incluindo características geológicas e outros dados relevantes, bem como uma avaliação geotécnica da informação recolhida, detalhando todas as premissas tomadas na interpretação dos resultados de ensaios.

A apresentação da informação geotécnica deve incluir toda a informação de todos os ensaios de campo e laboratório realizados assim como:

- O propósito da investigação geotécnica, incluindo descrição do local e da sua topografia e da estrutura prevista;
- Classificação da estrutura de acordo com as categorias geotécnicas definidas no EC7-1;
- As datas de realização dos ensaios;
- Reconhecimento do local do projeto e da área envolvente, particularmente do comportamento das estruturas vizinhas, identificação de áreas instáveis, dificuldades encontradas durante a escavação, histórico do local e informação da sismicidade local.

Deve ainda incluir todos os documentos relativos aos métodos, procedimentos e resultados obtidos de todos os estudos realizados. Por outro lado, deve ainda abarcar uma revisão dos resultados dos ensaios e descrição detalhada da geometria e propriedades dos estratos estudados. Nos casos em que sejam utilizadas correlações para obtenção de parâmetros, estas devem ser devidamente justificadas e documentadas.

3.5 PROJETO ESTRUTURAL

O presente Capítulo visa apresentar os aspetos relativos ao Projeto Estrutural de fundações superficiais, mais concretamente o dimensionamento estrutural de sapatas isoladas, incorporando todas as verificações inerentes.

O ponto 6.8(1) do EC7-1 [13] faz referência ao dimensionamento estrutural de fundações superficiais, remetendo para o ponto 2.4.6.4, que por sua vez refere que os valores de cálculo das propriedades de resistência dos materiais estruturais e os valores de cálculo das capacidades resistentes de elementos estruturais devem ser calculados de acordo com a respetiva norma EN, associada ao material que os compõem.

Considerando-se as fundações superficiais constituídas por betão, o seu Projeto Estrutural é normalizado pelo Eurocódigo 2, mais concretamente pela Parte 1 (EC2-1) [27] que define as regras gerais e regras para edifícios no que diz respeito ao projeto de estruturas de betão.

Assim, serão abordadas questões gerais do projeto estrutural de sapatas de fundação, verificações à flexão, esforço transversal e ao fenómeno de punção, e ainda definidas algumas disposições construtivas destes elementos.

3.5.1 Bases para o projeto estrutural

De acordo com o EC2-1, o projeto de estruturas deve estar de acordo com as regras gerais indicadas na EN 1990, tal como verificado posteriormente.

As verificações a aplicar devem ser aplicadas em relação aos estados limites pelo método dos coeficientes parciais, definindo-se, deste modo, estes coeficientes para os materiais estruturais no Quadro 2.1N do ponto 2.4.2.4 do EC2-1, representado na Tabela 3.28.

Tabela 3.28 – Coeficientes parciais relativos aos materiais para os Estados Limites Últimos (adaptado de EN 1992-1 [27])

Situações de projeto	γ_c para betão	γ_s para aço de armaduras para betão armado
Persistentes Transitórias	1,5	1,15
Acidentais	1,2	1,0

Assim, é possível definir os valores de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão (f_{cd}) e da tensão de cedência à tração do aço das armaduras (f_{yd}), de acordo com:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.135)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.136)$$

onde:

f_{ck} – valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado.

Um outro parâmetro importante é o valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples, f_{ctm} , que será introduzido na definição dos valores de armadura mínima do elemento de fundação.

Os valores de f_{ck} e f_{ctm} estão presentes no Quadro 3.1 do EC2-1 em função da classe do betão, apresentam-se na Tabela 3.29 os casos considerados na Folha de Cálculo.

Tabela 3.29 – Características de resistência do betão (adaptado de EN 1992-1 [27])

Classes de resistência do betão	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck} [MPa]	12	16	20	25	30	35	40	45	50
f_{ctm} [MPa]	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1

Os esforços a considerar no dimensionamento estrutural são obtidos através de a combinação de ações STR.

O dimensionamento estrutural baseia-se nos pressupostos apresentados anteriormente no que diz respeito à condição de rigidez imposta à fundação e à obtenção das tensões transmitidas ao terreno.

De acordo com o definido, será necessário definir uma altura útil para o elemento de fundação, d . Este valor é condicionado pelo recobrimento nominal c_{nom} a dar às armaduras, pela altura do elemento h e pelo diâmetro dos varões da armadura, \emptyset . A altura útil é, então, definida por:

$$d = h - \left(c_{nom} + \frac{\emptyset}{2} \right) \quad (3.137)$$

O recobrimento nominal define-se em 4.4.1.1(2) do EC2-1 como a soma de um recobrimento mínimo c_{min} , mais uma margem de cálculo para as tolerâncias de execução Δc_{dev} :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (3.138)$$

Em casos correntes é recomendado que $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$.

A expressão geral simplificada para a definição de c_{min} é, então, dada por:

$$c_{min} = \max\{\emptyset; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}\} \quad (3.139)$$

O recobrimento mínimo para ter em atenção a durabilidade estrutural, $c_{min,dur}$, depende essencialmente do tempo de vida útil do projeto e das condições ambientais e é apresentado no Quadro NA.II do Anexo Nacional do EC2-1. Os valores incluídos na Folha de Cálculo apresentam-se, de seguida, na Tabela 3.30.

Tabela 3.30 – Recobrimentos mínimos para requisitos relativos à durabilidade, $c_{min,dur}$ (mm) (adaptado de EN 1992-1 [27])

Tempo de vida útil de projeto	Classe de exposição						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
50 anos (Classe S4)	10	15	25	30	35	40	45
100 anos (Classe S6)	20	25	35	40	45	50	55

No ponto 4.4.1.3(4) definem-se valores mínimos para o recobrimento nominal, em função do tipo de betonagem, de acordo com:

- Betonagem contra o terreno, $c_{nom,min} = 75 \text{ mm}$;
- Betonagem sobre betão de limpeza, $c_{nom,min} = 40 \text{ mm}$.

Além do mencionado, o regulamento apresenta em 9.8.2.1 um valor mínimo para o diâmetro dos varões a utilizar para sapatas de pilares ou de paredes, que se define no Anexo Nacional como $\emptyset_{min} = 10 \text{ mm}$.

3.5.2 Verificação da segurança à flexão

A verificação da segurança à flexão poderá ser feita recorrendo ao modelo de flexão ou ao modelo de escoras e tirantes, sendo que na Folha de Cálculo desenvolvida são apresentadas ambas as opções.

Referenciando o trabalho de Félix e Trigo [28], o modelo de flexão baseia-se no cálculo da armadura em sapatas idealizando o funcionamento em consola, de cada uma das abas da sapata, conforme esquematizado na Figura 3.16.

De acordo com o definido pelos autores, o vão teórico a considerar na avaliação da área da secção transversal das armaduras longitudinais de tração, a instalar numa determinada direcção, pode ser tomado igual ao vão livre da maior consola da sapata, nessa direcção, acrescida de 15% da dimensão do pilar, na mesma direcção.

Tal como é possível verificar na Figura 3.16, os valores a considerar para o cálculo advêm das tensões transmitidas ao solo que deverão ser obtidas de acordo com o definido anteriormente neste desenvolvimento.

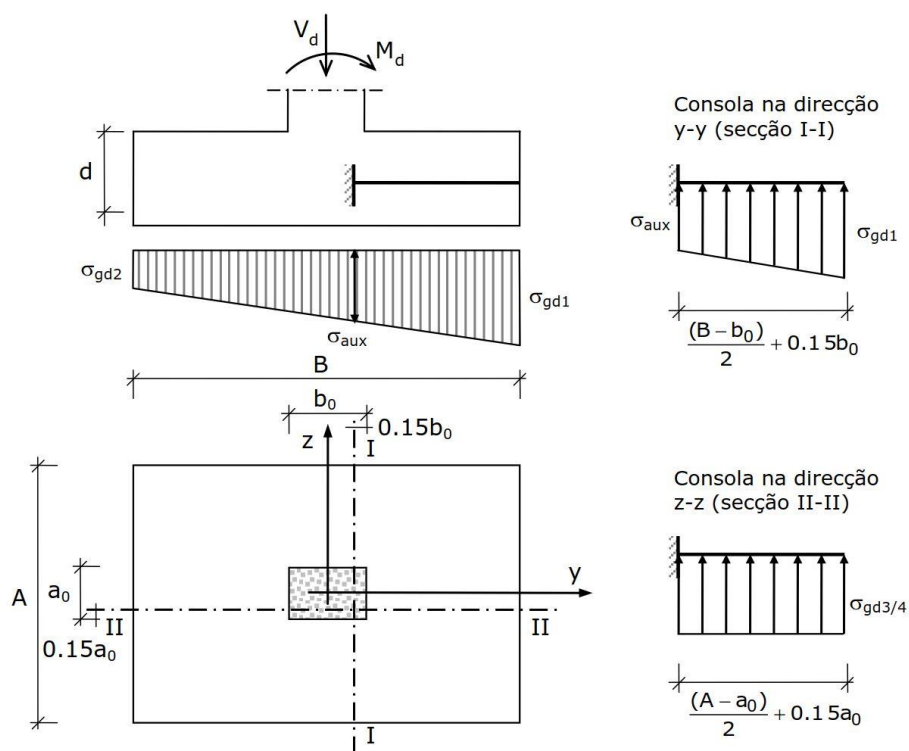


Figura 3.16 – Seções de encastramento das abas de uma sapata (adaptado de Félix e Trigo [28])

O cálculo das armaduras em cada uma das direções poderá ser conseguido recorrendo aos conhecimentos comuns. O momento fletor desenvolvido na consola pode ser obtido, para cada direção, segundo a expressão:

$$M_{Ed} = \frac{pl^2}{2} \quad (3.140)$$

onde:

p – valor da tensão instalada;

l – valor do comprimento da consola.

A armadura, em cada direção, pode ser calculada através da seguinte expressão:

$$A_s = \frac{w \times b \times d \times f_{cd}}{f_{yd}} \quad (3.141)$$

Sendo que:

$$w = \mu (1 + \mu) \quad (3.142)$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (3.143)$$

Em ambos os casos se considera $b = 1,0$, ou seja, o cálculo é feito por metro de desenvolvimento. Posto isto, o valor de A_s será obtido como uma área de aço por metro de desenvolvimento.

O modelo de escoras e tirantes, também conhecido por método das bielas, permite de igual forma obter a armadura a dispor em cada uma das direções. Segundo Félix e Trigo [28], as forças de tração a que as armaduras ficam sujeitas resultam de considerações de equilíbrio estático, conforma a Figura 3.17, para o caso de um pilar que transmite à sapata uma força vertical.

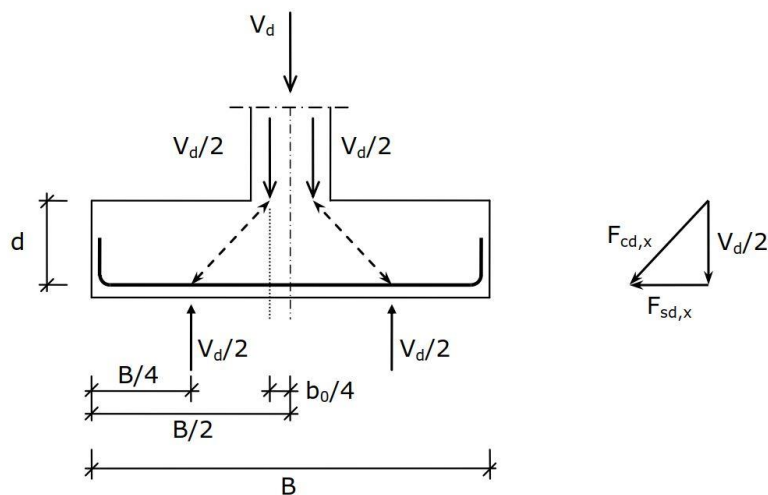


Figura 3.17 – Modelo de escoras e tirantes em sapatas (Félix e Trigo [28])

Nas condições expressas na Figura 3.17, a força de tração na armadura representada é dada pela seguinte expressão:

$$F_{sd} = \frac{V_d(B - b_0)}{8d} \quad (3.144)$$

A área de aço correspondente é então obtida através da seguinte expressão

$$A_s = \frac{F_{sd}}{f_{yd}} \quad (3.145)$$

As expressões apresentadas deverão ser aplicadas em ambas as direções da sapata.

3.5.3 Verificação da segurança ao esforço transversal

No ponto 6.2.1 do EC2-1 é apresentado o método geral de verificação do esforço transversal, referindo-se em 6.2.1(8) que para elementos sujeitos predominantemente a ações uniformemente distribuídas (como é o caso de sapatas) não é necessária a verificação do valor de cálculo do esforço transversal a uma distância inferior a d da face do apoio (neste caso o pilar).

Em 6.2.1(3) do EC2-1 refere-se ainda que não é necessária armadura de esforço transversal se se verificar, numa seção à distância d da face do pilar, a seguinte desigualdade:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (3.146)$$

onde:

V_{Ed} – valor de cálculo do esforço transversal atuante;

$V_{Rd,c}$ – valor de cálculo do esforço transversal resistente da sapata sem armadura de esforço transversal;

Contudo, de acordo com 6.2.1(4), quando não for necessária armadura de esforço transversal deverá prever-se uma armadura mínima de esforço transversal, podendo esta ser omitida em elementos onde é possível a redistribuição transversal das ações (como é o caso de sapatas).

Segundo Félix e Trigo [28], a avaliação do esforço transversal atuante à distância d da face do pilar conduz à definição das secções I-I e II-II, conforme esquematizado na Figura 3.18 para uma sapata submetida à flexão composta.

Calculando-se em cada secção a resultante das tensões geradas na base da sapata devido aos esforços transmitidos pelo pilar, tal como explicitado no Capítulo anterior.

O esforço transversal resistente pode ser obtido de acordo com o definido em 6.2.2(1) do EC2-1, através da seguinte expressão:

$$V_{Rd,c} = 0,12 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d \quad (3.147)$$

com:

$$V_{Rd,c} \geq v_{min} b_w d \quad (3.148)$$

onde:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ com } d \text{ expresso em mm;}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02;$$

A_{sl} – armadura de tração;

b_w – menor largura da secção transversal na área tracionada (B), expressa em mm;

e v_{min} é dado pela expressão:

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}, \text{ com } f_{ck} \text{ expresso em MPa} \quad (3.149)$$

A verificação deverá ser feita em ambas as direcções da sapata tendo em conta o definido anteriormente.

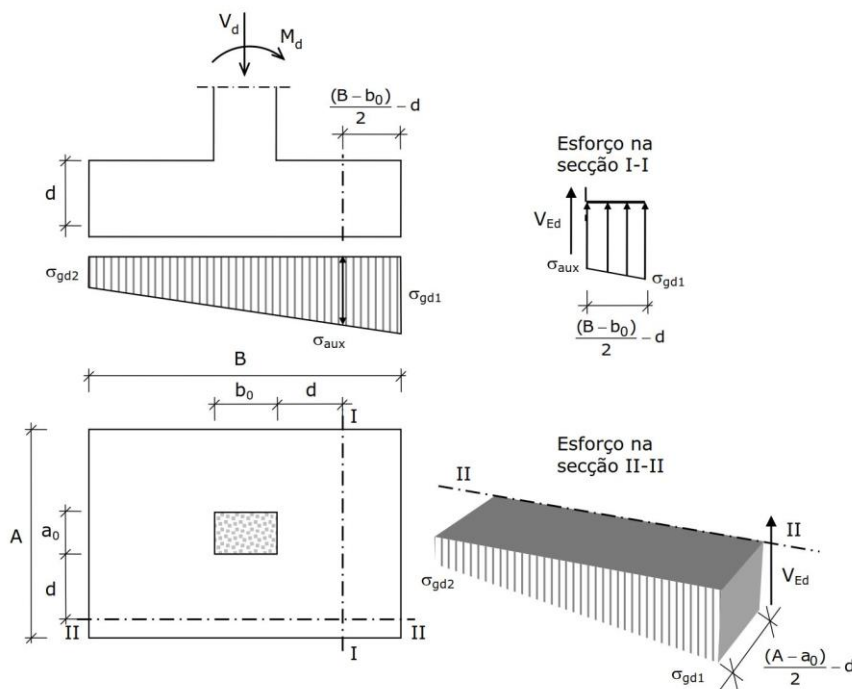


Figura 3.18 – Secções de avaliação da segurança ao esforço transversal (Félix e Trigo [28])

3.5.4 Verificação da segurança ao punçoamento

A verificação da segurança ao punçoamento é abordada em 6.4 do EC2-1 e define-se na comparação entre valores de cálculo de tensões atuantes e resistentes que se desenvolvem em secções de controlo a uma distância da face do pilar inferior a $2d$. As secções de controlo definem-se de acordo com os seguintes valores:

v_{Ed} – valor de cálculo da tensão de punçoamento resultante das ações exteriores;

$v_{Rd,c}$ – valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento de uma sapata sem armadura de punçoamento;

$v_{Rd,m\acute{a}x}$ – valor de cálculo da máxima tensão resistente ao punçoamento.

De acordo com o EC2-1, a verificação de segurança ao punçoamento deve iniciar-se garantindo que não é excedido o valor limite de esmagamento do betão, no perímetro do pilar, e que pode ser conseguido através da seguinte expressão:

$$v_{Ed,pilar} = \frac{\beta(V_{Ed} - \Delta V_{Ed})}{u_0 \times d} \leq v_{Rd,m\acute{a}x} \quad (3.150)$$

onde:

V_{Ed} – valor de cálculo do esforço de punçoamento atuante;

ΔV_{Ed} – valor de cálculo da reação vertical útil no interior do perímetro de controlo considerado, dada por $\Delta V_{Ed} = \sigma_{3/4} \times A_{cont}$, em que A_{cont} representa a área definida pelo perímetro de controlo considerado (neste caso, o perímetro do pilar);

u_0 – valor do perímetro do pilar;

β – coeficiente que tem em atenção uma eventual excentricidade de aplicação da carga;

Visto que não é usual aplicar-se armadura de resistência ao punçoamento em sapatas, caso a condição não se verifique, será necessário redimensionar a secção, aumentando a altura da sapata.

De seguida, deve ser feita a verificação de segurança ao punçoamento nos vários perímetros de controlo a uma distância a da face do pilar, inferior a $2d$, de acordo com a seguinte condição:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (3.151)$$

Nos casos de ações concêntricas, o valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é dado por:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u_i d} \quad (3.152)$$

onde:

u_i – representa o valor do perímetro de controlo considerado.

O valor de cálculo do esforço útil atuante $V_{Ed,red}$ é dado por:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (3.153)$$

com:

$$\Delta V_{Ed} = \sigma_{med} \cdot A_{cont}$$

No caso de ações excêntricas, devem ser consideradas as excentricidades na aplicação da carga. Assim, de acordo com o definido em 6.4.3(3) do EC2-1, o valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é igual a:

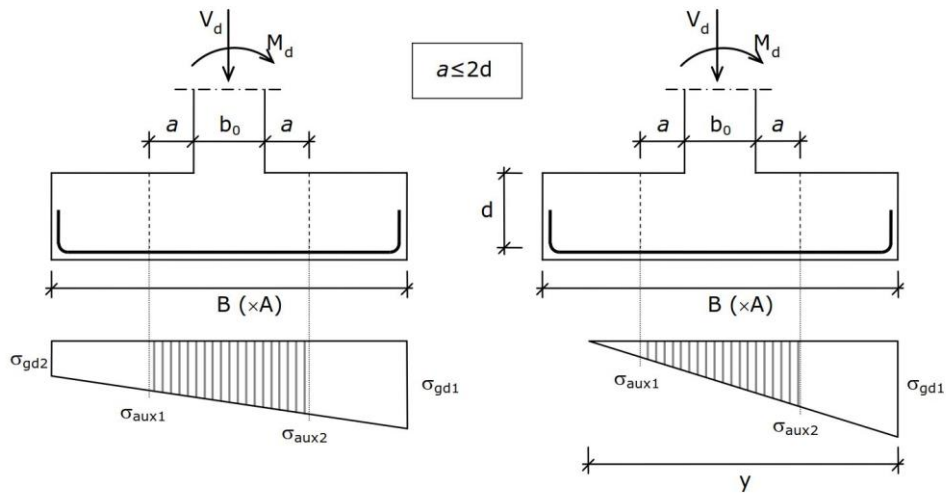
$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{u_i d} \quad (3.154)$$

Onde:

u_i – representa o valor do perímetro de controlo considerado.

β – coeficiente que tem em atenção uma eventual excentricidade de aplicação da carga.

A Figura 3.19 apresenta sapatas submetidas à flexão composta, ilustrando a variação da posição da resultante em relação ao núcleo central.



a) Resultante dentro do núcleo central $e \leq \frac{B}{6}$

b) Resultante fora do núcleo central $e > \frac{B}{6}$

Figura 3.19 – Esforço de punçoamento de sapatas em flexão composta (Félix e Trigo [28])

De acordo com o definido por Félix e Trigo [28], no caso em que a resultante se encontra dentro do núcleo central (Figura 3.19-a), para o cálculo de ΔV_{Ed} será suficiente tomar como tensão atuante o valor médio da tensão definido como:

$$\sigma_{med} = \frac{\sigma_{aux1} + \sigma_{aux2}}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{V_d}{B \cdot A} \quad (3.155)$$

e considerando assim:

$$\Delta V_{Ed} = \sigma_{med} \cdot A_{cont} \quad (3.156)$$

Os autores definem ainda que para os casos em que a resultante se encontre fora do núcleo central (Figura 3.19-b), deverão ser avaliadas as tensões σ_{aux1} e σ_{aux2} e só depois calculada a respetiva resultante ΔV_{Ed} .

O valor de β para o caso de um pilar retangular em sapata centrada com carga excêntrica em relação aos dois eixos pode ser calculado, segundo o EC2-1, de acordo com a seguinte expressão:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_x}{b_y}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_x}\right)^2} \quad (3.157)$$

Onde:

e_x e e_y – representam as excentricidades segundo os eixos x e y , respetivamente;

b_y e b_x – representam as dimensões em planta do perímetro de controlo.

No caso de o pilar retangular transmitir momentos fletores apenas numa direção, Félix e Trigo [28] definem que β poderá ser calculado por:

$$\beta = 1 + 1,8 \frac{e}{b_0 + 2a} \quad (3.158)$$

O EC2-1 apresenta em 6.4.3(4) os casos de sapatas excêntricas em que a excentricidade na direção perpendicular ao bordo da laje (resultante de um momento em torno de um eixo paralelo ao bordo da laje) é dirigida para o interior e não há excentricidade na direção paralela ao bordo. Nesta situação poderá considerar-se o esforço de punção uniformemente distribuído ao longo de um perímetro de controlo u_{1*} , tal como representado na Figura 3.20.

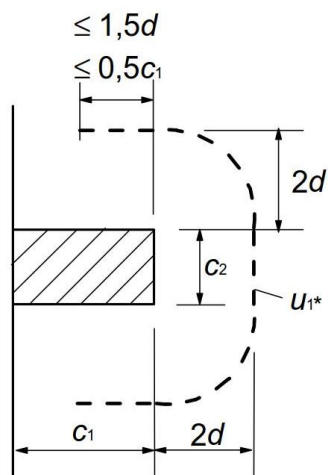


Figura 3.20 – Perímetro do primeiro perímetro de controlo reduzido u_{1*} (EN 1992-1 [27])

Neste caso, o valor de β poderá ser considerado igual a:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} \quad (3.159)$$

Nas situações em que existam excentricidades nas duas direções ortogonais, β poderá ser determinado pela seguinte expressão:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par} \quad (3.160)$$

Onde:

u_1 – perímetro do primeiro perímetro de controlo;

u_{1*} – perímetro do primeiro perímetro de controlo reduzido;

e_{par} – excentricidade na direção paralela ao bordo da laje resultante de um momento em torno de um eixo perpendicular ao bordo da laje;

k – poderá ser determinado pela Tabela 3.31 com a relação $c_1/2c_2$;

W_1 – calculado para o perímetro do primeiro perímetro de controlo u_1 de acordo com a expressão

seguinte: $W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1c_2 + 4c_1d + 8d^2 + \pi dc_2$;

Tabela 3.31 – Valores de k para áreas carregadas (adaptado de EN 1992-1 [27])

$c_1/2c_2$	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 1,0$
k	0,45	0,60	0,7	0,80

Tal como mencionado anteriormente, os perímetros a verificar devem encontrar-se dentro do intervalo $0 < a \leq 2d$. Deste modo, definiram-se na Folha de Cálculo as seguintes distâncias a a verificar: $2d$, $1,5d$, d , $d/2$, $d/4$, $d/8$ e $d/16$.

A máxima tensão resistente ao punçoamento é definida em 6.4.5(3) do EC2-1 pela expressão:

$$v_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd} \quad (3.161)$$

Em que v é dado por:

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right), \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa} \quad (3.162)$$

O EC2-1 define que o valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento numa sapata de fundação, sem armadura de punçoamento, ao longo de uma dada secção de controlo, é dada por:

$$v_{Rd,c} = 0,12 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \times \frac{2d}{a} \quad (3.163)$$

Devendo ainda ser verificado que o valor de $v_{Rd,c}$, seja superior ou igual a:

$$v_{Rd,c} \geq v_{min} \times \frac{2d}{a} \quad (3.164)$$

Em que:

a – é a distância da face do pilar ao perímetro de controlo considerado;

f_{ck} – é expresso em MPa;

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$, com d expresso em mm;

$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \rho_{ly}} \leq 0,02$

Em que ρ_{lx} e ρ_{ly} representam as percentagens de armadura de tração nas direções x e y , calculadas tendo em conta o valor médio existente numa largura igual à largura do pilar,

acrescidas de $3d$ para cada lado, dadas por: $\rho_{lx} = \frac{A_{slx}}{b \times d}$; $\rho_{ly} = \frac{A_{sly}}{b \times d}$

O valor de v_{min} é obtido pela expressão:

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}, \text{ com } f_{ck} \text{ expresso em MPa} \quad (3.165)$$

3.5.5 Disposições construtivas relativas a armaduras

As disposições construtivas relativas a armaduras apresentam-se no Capítulo 9 do EC2-1 [27].

A área mínima da armadura longitudinal de tração $A_{s,min}$, a dispor em sapatas, toma o valor indicado para as lajes em 9.2.1.1, dado por:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d, \text{ com } A_{s,min} \geq 0,0013 b_t d \quad (3.166)$$

em que:

b_t – representa a largura média da zona tracionada, neste caso será tomado como 1,0;

f_{ctm} – valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples dado em função da classe de betão e definido na Tabela 3.29 do presente desenvolvimento.

A área máxima de armadura longitudinal de tração $A_{s,max}$, a dispor em sapatas, é definida por:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c, \text{ em que } A_c = 1,0h \quad (3.167)$$

Os espaçamentos máximos a definir entre as armaduras $s_{máx}$ são apresentados em 9.3.1.1(2) do EC2-1, de acordo com o indicado na Tabela 3.32, em que h representa a altura total da sapata.

Tabela 3.32 – Espaçamento máximo de armaduras $s_{máx}$

Armaduras principais	$2h \leq 250 \text{ mm}$
Armaduras de distribuição	$3h \leq 400 \text{ mm}$

Relativamente à disposição da armadura principal de tração em sapatas, Félix e Trigo [28] definem que esta deverá ser disposta paralela aos lados e prolongada de extremidade a extremidade, sem interrupção. De forma simplificada é possível admitir que em sapatas rígidas, em que as abas da sapata têm dimensões inferiores a $2d$, a armadura principal deve ser devidamente amarrada a partir da extremidade, com o comprimento de amarração l_{bd} , tal como representado na Figura 3.21-a. No caso de sapatas flexíveis, com abas de dimensões superiores a $2d$, os autores definem que a amarração da armadura principal pode ser realizada a partir de uma secção S , distando $2d$ da face do pilar, com o comprimento de amarração l_{bd} , tal como representado na Figura 3.21-b. Refere-se ainda que esta armadura não deve ser interrompida antes de atingir a extremidade da sapata.

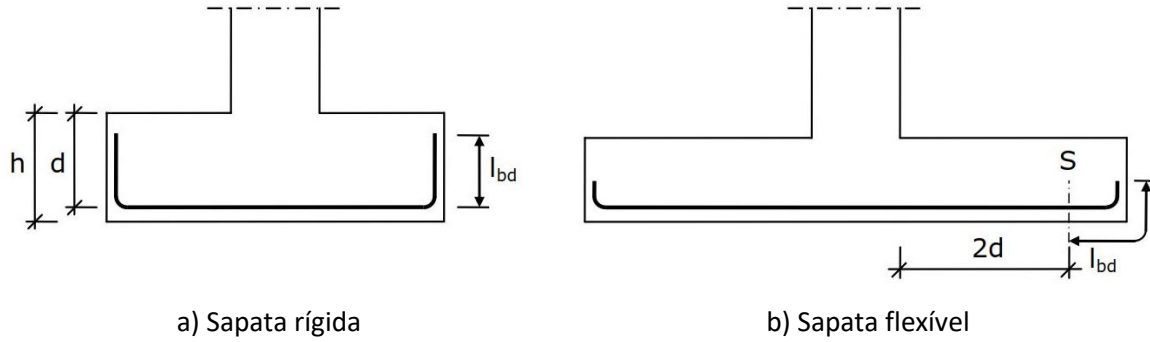


Figura 3.21 – Amarração da armadura principal em sapatas (Félix e Trigo [28])

Em certos casos poderá ser disposta uma armadura na face superior da sapata capaz de equilibrar eventuais trações que aí se desenvolvam. De acordo com Félix e Trigo [28] estas armaduras devem corresponder a pelo menos 20% da armadura principal nessa mesma direção.

Os valores dos comprimentos de amarração de armaduras longitudinais são definidos em 8.4 do EC2-1. Assim se define que o comprimento de referência $l_{b,rqd}$ necessário para amarrar a força $A_s \times \sigma_{sd}$ instalada num varão reto, admitindo uma tensão de aderência constante igual a f_{bd} é igual a:

$$l_{b,rqd} = (\sigma_{sd}/f_{bd}) A_s \quad (3.168)$$

Sendo que $\sigma_{sd} = f_{yd}$ e f_{bd} é o valor de cálculo da tensão de rotura de aderência expresso em 8.4.2(2) como:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (3.169)$$

Onde:

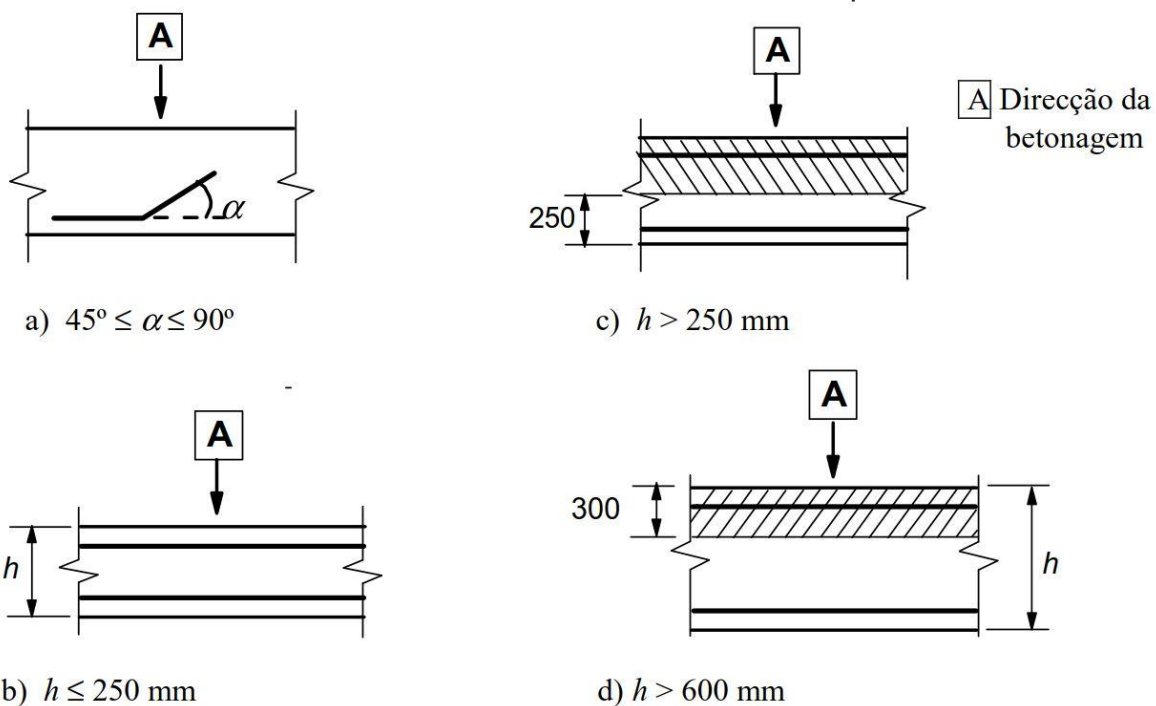
f_{ctd} – valor de cálculo da resistência do betão à tração de acordo com 3.1.6(2) do EC2-1 define-se como: $f_{ctd} = \alpha_{ct} (f_{ctk,0,05}/\gamma_c)$. O valor de α_{ct} pode ser tomado igual a 1,0 e o valor de $f_{ctk,0,05}$ depende da classe do betão e encontra-se representado no Quadro 3.1 do EC2-1.

η_1 – coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem; $\eta_1 = 1,0$ para condições de “boa” aderência e $\eta_1 = 0,7$ para os restantes casos;

η_2 – relacionado com o diâmetro do varão:

$$\eta_1 = 1,0 \text{ para } \phi \leq 32 \text{ mm}$$

$$\eta_2 = (132 - \phi)/100 \text{ para } \phi > 32 \text{ mm}$$



a) e b) condições de “boa” aderência para todos os varões c) e d) zona não tracejada – condições de “boa” aderência
 zona tracejada – condições de “fraca” aderência

Figura 3.22 – Representação de condições de aderência (EN 1992-1 [27])

No caso de amarrações retas, o comprimento de amarração de cálculo l_{bd} é dado por:

$$l_{bd} = l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (3.170)$$

Em que $l_{b,min}$ é o comprimento de amarração mínimo definido por:

$$l_{b,min} > \max \begin{cases} 0,3 \times l_{b,rqd} \\ 10 \times \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.171)$$

4 DESENVOLVIMENTO DE UMA FOLHA DE CÁLCULO EM EXCEL/VBA

4.1 INTRODUÇÃO

O presente Capítulo pretende detalhar o funcionamento da Folha de Cálculo desenvolvida, apresentando todas as considerações tomadas e tentando, de certa forma, apresentar o encadeamento a seguir na sua utilização.

Resumidamente, a Folha de Cálculo, com base em *Excel*, permite a verificação Geotécnica e Estrutural de soluções de sapatas isoladas, tendo em conta os esforços obtidos de um modelo numérico desenvolvido em *Robot Structural Analysis* ou introduzindo manualmente os esforços para situações pontuais. A escolha de interoperabilidade entre o *Excel* e o programa *Robot Structural Analysis* surge do facto de este ser o programa de cálculo estrutural utilizado pela empresa SE2P, para a qual foi desenvolvido este processo. As verificações são feitas segundo as definições dos Eurocódigos, de acordo com o detalhado no Capítulo 5 deste desenvolvimento. Além do mencionado, a Folha de Cálculo permite ainda obter uma orçamentação, aproximada, dos custos associados à execução das soluções obtidas tendo em conta algumas condições de construção definidas.

Todo este desenvolvimento permite um cálculo de dezenas de soluções e a sua verificação face a centenas de combinações, correndo, assim, todas as hipóteses de carregamentos, garantindo soluções fiáveis e agilizando bastante o processo de otimização do dimensionamento de sapatas.

4.2 PROGRAMAÇÃO VBA E A INTERLIGAÇÃO COM O SOFTWARE *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*

Um dos objetivos no desenvolvimento da Folha de Cálculo seria conseguir criar uma ligação entre o ficheiro *Excel* e o modelo numérico desenvolvido em *Robot Structural Analysis*. Recorrendo à programação VBA, foi possível estabelecer esta ponte de ligação, facilitando assim a obtenção de esforços do modelo numérico para posterior processamento no ficheiro *Excel*.

O VBA (*Visual Basic for Applications*) é uma implementação da linguagem de programação *Visual Basic* da *Microsoft*, em todas as ferramentas do *Microsoft Office* e outras que contenham a interface de programação API (*Application Programming Interface*). Esta linguagem tem, entre as suas diversas ferramentas, elementos específicos para os programas incluídos no *Microsoft Office*. No caso do *Excel* permite a criação de rotinas de cálculo automatizadas, bem como o acesso à aplicação *Robot Structural Analysis*. O seu funcionamento é igual a qualquer outra linguagem de programação, ou seja, os comandos são definidos pelo utilizador e posteriormente desencadeiam uma ação.

O software *Robot Structural Analysis* (daqui em diante designado como *Robot*), da empresa *Autodesk*, permite a criação de modelos estruturais complexos e a sua correspondente análise recorrendo a métodos avançados. Este programa disponibiliza o acesso de aplicações externas através do seu API, desta forma expondo as suas funcionalidades básicas e concedendo um controlo externo das mesmas. Com isto permite a obtenção de informação presente no modelo ou até a alteração do próprio modelo, criando/alterando elementos, criando/alterando cargas, etc.

No presente desenvolvimento a ligação do *Excel* ao *Robot* possibilitou a obtenção dos esforços associados aos nós, ou seja, das reações nestes nós materializados por apoios fixos, onde se prevê a criação de sapatas, bem como a informação dos pilares associados. A Figura 4.1 representa a secção de importação de esforços e de parâmetros das barras associadas presente na Folha de Cálculo desenvolvida.

Projeto	ZONA 2_v1.rtd								
	Exemplos: all; 1 5 52 1to4 1to33By4								
Nós	7to57By10 9to45By12 15 23to41By6 25 43 85 91 100 102 130 243 244								
Casos	102to111 113to116 501								
IMPORTAR RESULTADOS		LIMPAR							

Tipo de Caso	Categoria	Nome	Caso	Nó	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kN.m]	MY [kN.m]
Simple	Categoria E	SOB_ARM	102	7	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Simple	Categoria C	SOB_SALAS	103	7	0,754	-2,230	77,787	0,000	0,000
Simple	Categoria C	SOB_CORREDORES	104	7	-0,174	-0,042	0,417	0,000	0,000
Simple	Categoria H	SOB_COB	105	7	-0,004	0,054	19,739	0,000	0,000
Simple	Vento	WX+	106	7	-0,259	-0,049	0,855	0,000	0,000
Simple	Vento	WX-	107	7	0,630	0,209	-2,934	0,000	0,000
Simple	Vento	WY+	108	7	0,058	-0,165	1,222	0,000	0,000
Simple	Vento	WY-	109	7	0,145	0,514	-4,484	0,000	0,000
Simple	Temperatura	T+	110	7	5,565	-1,764	-0,742	0,000	0,000
Simple	Temperatura	T-	111	7	-2,609	0,827	0,348	0,000	0,000
Simple	Sísmica	SISMO 1.5 Direction_X	113	7	4,074	2,182	28,887	0,000	0,000
Simple	Sísmica	SISMO 1.5 Direction_Y	114	7	0,604	1,784	15,184	0,000	0,000
Simple	Sísmica	SISMO 2.4 Direction_X	115	7	3,502	1,971	25,937	0,000	0,000
Simple	Sísmica	SISMO 2.4 Direction_Y	116	7	0,667	1,942	16,421	0,000	0,000
Combinação	-	CQP_G	501	7	1,944	-4,807	449,372	0,000	0,000
Simple	Categoria E	SOB_ARM	102	9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Simple	Categoria C	SOB_SALAS	103	9	0,495	2,349	136,914	0,000	0,000
Simple	Categoria C	SOB_CORREDORES	104	9	-0,067	-0,043	0,347	0,000	0,000
Simple	Categoria H	SOB_COB	105	9	0,001	-0,094	32,890	0,000	0,000
Simple	Vento	WX+	106	9	-0,111	-0,039	1,327	0,000	0,000
Simple	Vento	WX-	107	9	0,250	0,190	-2,804	0,000	0,000
Simple	Vento	WY+	108	9	0,012	-0,193	-0,344	0,000	0,000
Simple	Vento	WY-	109	9	0,050	0,566	-0,019	0,000	0,000
Simple	Temperatura	T+	110	9	1,912	-0,841	13,728	0,000	0,000

Nó	Barra Adj.	b [m]	h [m]	Rotação [graus]	Tipo
7	4	0,30	0,30	0,00	C 30x30
9	5	0,40	0,20	0,00	C 20x40
15	8	0,30	0,30	0,00	C 30x30
17	9	0,30	0,30	0,00	C 30x30
21	11	0,30	0,30	0,00	C 30x30
23	12	0,30	0,30	0,00	C 30x30
25	13	0,30	0,30	0,00	C 30x30
27	14	0,30	0,30	0,00	C 30x30
29	15	0,30	0,30	0,00	C 30x30
33	17	0,30	0,30	0,00	C 30x30
35	18	0,30	0,30	0,00	C 30x30
37	19	0,30	0,30	0,00	C 30x30
41	21	0,30	0,30	0,00	C 30x30
43	22	0,30	0,30	0,00	C 30x30
45	23	0,30	0,30	0,00	C 30x30
47	24	0,30	0,30	0,00	C 30x30
57	29	0,30	0,30	0,00	C 30x30
85	66	0,30	0,30	0,00	C 30x30
91	109	0,30	0,30	0,00	C 30x30
100	125	0,30	0,30	0,00	C 30x30
102	126	0,30	0,30	0,00	C 30x30
130	151	0,30	0,30	0,00	C 30x30
243	2	0,30	0,20	0,00	C 20x30
244	93	0,30	0,20	0,00	C 20x30

Figura 4.1 – Importação de informação do modelo Robot

Depois de conhecidos os números dos nós e os casos de carga a importar, preenchem-se os números dos nós em (2) e os casos de carga em (3) e a informação é importada fazendo correr o código no botão “IMPORTAR RESULTADOS”. Com isto surgirá o nome do ficheiro *Robot* em (1), e as tabelas (4) e (5) serão preenchidas automaticamente.

Na tabela (4) representam-se os esforços para cada caso de carga, associados a cada nó. Além do mencionado, e caso seja definido no modelo *Robot*, é possível obter a informação do tipo de carga, nomeadamente da categoria das sobrecargas de acordo com o definido pelos Eurocódigos (coluna “Categoria”). Esta informação facilita a definição dos coeficientes a aplicar na combinação de ações como será demonstrado seguidamente. É importante referir que esta metodologia prevê o agrupamento de todas as cargas permanentes num só caso de carga proveniente do modelo *Robot*, preparando assim a informação para o processo de combinação criado. No exemplo da Figura 4.1 esta situação surge no caso número 501, que se apresenta como uma combinação e não como um caso de carga simples.

A tabela (5) apresenta a informação das barras/pilares associados aos apoios (nós). Com isto é possível saber as dimensões do pilar que será ligado à sapata, facilitando a passagem desta informação para os seguintes processos de cálculo. Além disso possibilita também um rápido conhecimento do tipo de pilar presente, caso seja definido no modelo *Robot*, algo que poderá ser útil face à necessidade de consideração de plintos de ligação no cálculo, por exemplo, para pilares constituídos por perfis metálicos. É importante referir que nos casos em que exista mais do que uma barra ligada ao nó, será apresentada a barra com a numeração menor. Nestes casos, a informação transferida para a folha poderá não estar correta, sendo necessário proceder à sua correção manual. A tabela conta ainda com informação de rotação da barra em relação ao referencial global presente no modelo *Robot*. Esta informação torna-se relevante para conhecer o posicionamento da barra, visto que segundo as definições do *Robot*, na criação de uma barra as dimensões b e h não representam a menor e maior dimensões da barra, tal como é considerado usualmente, mas estão sim associadas aos eixos x e y , tal como é possível verificar na Figura 4.2. O referencial presente no modelo *Robot*, associado aos esforços importados, e que foi adotado em todo o processo de cálculo para facilitar a compatibilização de informação, encontra-se representado na Figura 4.2.

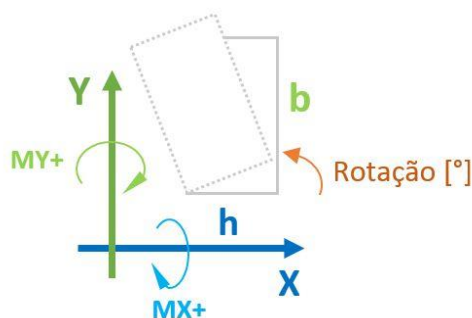


Figura 4.2 – Referencial representativo

4.3 ORGANIZAÇÃO E CONTEÚDOS

A Folha de Cálculo desenvolvida, tal como referido, foi criada em *Excel* sendo todo o processo de cálculo executado através da programação em VBA. Este ficheiro apresenta diversas folhas que se podem agrupar em dois grandes grupos, Principais e Secundários. Além das mencionadas apresenta ainda três folhas complementares “ANEXOS”, onde se encontra informação relevante para o cálculo e que não serão detalhadas neste desenvolvimento. As folhas Principais definem todos os parâmetros necessários ao cálculo e permitem o conhecimento e otimização das soluções finais. As folhas Secundárias apresentam os resultados intermédios e finais do cálculo das diferentes verificações Geotécnicas e Estruturais, não sendo obrigatória a sua consulta no processo de cálculo, quando se obtêm esforços do modelo *Robot*. Caso se pretenda fazer um cálculo com introdução manual de esforços devem ser usadas as folhas Secundárias, correndo as várias verificações, faseadamente.

Tendo em conta o mencionado, as folhas organizam-se da seguinte forma:

- Principais:
 - Importar Resultados
 - Combinações
 - Esforços Combinados
 - Definição de Parâmetros
 - Otimização
 - Orçamentação
- Secundárias:
 - GEO – Método Analítico AC1
 - GEO – Método Prescritivo
 - GEO – EC8-5 Anexo F
 - STR – EC2
 - Assentamentos

4.3.1 Folhas Principais

A folha “Importar Resultados” foi já apresentada, em parte, e permite a importação dos esforços do modelo Robot, a associação dos casos de sobrecargas às categorias definidas nos Eurocódigos e a introdução de soluções de sapatas a verificar no cálculo posterior. Na Figura 4.3 representam-se as tabelas que permitem a atribuição dos casos de carga a cada tipo de ação; nos casos das sobrecargas as células permitem escolher entre as diversas Categorias definidas nos Eurocódigos. Na eventualidade de algum dos casos presentes na tabela não ser considerado no Projeto, deve ser atribuído o valor 0. O botão “>>” permite a passagem desta informação para a seguinte folha de combinação. A tabela de soluções de sapatas permite definir algumas soluções iniciais que poderão depois ser associadas a cada nó, para verificação. As colunas As,B e As,L permitem a escolha de disposições usuais de armaduras de acordo com a Tabela 4.1. A designação B e L representa a armadura paralela ao lado menor e maior da sapata, respetivamente.

Tabela 4.1 – Disposições de armaduras consideradas na Folha de Cálculo

Ø10/0,20	Ø12/0,20	Ø16/0,20	Ø20/0,20
Ø10/0,15	Ø12/0,15	Ø16/0,15	Ø20/0,15
Ø10/0,10	Ø12/0,10	Ø16/0,10	Ø20/0,10

				Soluções de sapatas					
Caso	ID	Ação	>>	ID	B [m]	L [m]	H [m]	As,B	As,L
501	G	Permanente		S1	1,30	1,30	0,45	Ø10/0.10	Ø10/0.10
102	Q1	Categoria E		S2	1,30	1,60	0,60	Ø12/0.10	Ø12/0.10
103	Q2	Categoria C		S3	1,40	1,60	0,60	Ø12/0.10	Ø12/0.10
104	Q3	Categoria C		S4	1,50	1,50	0,50	Ø12/0.10	Ø12/0.10
105	Q4	Categoria H		S5	1,50	1,80	0,60	Ø12/0.10	Ø12/0.10
0	Q5			S6	1,80	1,80	0,60	Ø12/0.10	Ø12/0.10
106	WX+	Vento							
107	WX-								
108	WY+								
109	WY-								
110	T+	Temperatura							
111	T-								
0	N	Neve							
113	AST1 X	Sismo							
114	AST1 Y								
115	AST2 X								
116	AST2 Y								

Figura 4.3 – Atribuição de casos de carga e de soluções de sapatas

Na folha “Combinações” encontram-se as tabelas que contemplam todos os casos de combinações possíveis, admitindo-se no máximo 5 tipos de sobrecargas diferentes. Apenas se apresentam os coeficientes que serão na folha seguinte aplicados aos esforços para obtenção dos esforços finais combinados. Face à alteração das categorias das sobrecargas consideradas, os coeficientes nas tabelas são atualizados automaticamente. São consideradas as combinações presentes nas verificações sugeridas pelos Eurocódigos e já referidas no Capítulo anterior. Nomeadamente, em Estado Limite Último a combinação STR/GEO para a Abordagem de Cálculo 1 (Combinações 1 e 2) e situações de projeto sísmicas (Ações Sísmicas Tipo 1 e 2) e em Estado Limite de Utilização as combinações Característica, Frequente e Quase-Permanente. A título de exemplo, apresenta-se na Figura 4.4 o aspeto de uma parte da folha, sendo que devido à sua elevada dimensão não é possível representar a sua totalidade.

Admitindo estas tabelas como estáticas, ou seja, o número de combinações mantém-se, independentemente do número de casos a combinar, naturalmente na situação em que não seja considerado algum dos casos (como se verifica no exemplo da Figura 4.4 para Q5 e N), haverá uma repetição de combinações. Tal não se apresenta como um problema visto que posteriormente apenas se considera o caso mais gravoso. Verificou-se que esta seria a melhor forma de conseguir de forma “automática” contemplar todas as combinações sem exigir uma intervenção do utilizador nas mesmas.

Estado Limite Último - STR/GEO - A2														Estado Limite Último - Situações de projeto sísmicas AST1									
Caso	501	102	103	104	105	0	106	107	108	109	110	111	0	Caso	501	102	103	104	105	0	113	114	
ID	G	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	WX+	WX-	WY+	WY-	T+	T-	N	ID	G	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	AST1 X	AST1 Y	
A2-1	1,00													S1-1	1,00	0,80	0,60	0,60	0,00	0,00	1,00	0,30	
A2-2	1,00	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30								S1-2	1,00	0,80	0,60	0,60	0,00	0,00	1,00	-0,30	
A2-3	1,00	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	0,78							S1-3	1,00	0,80	0,60	0,60	0,00	0,00	-1,00	0,30	
A2-4	1,00	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30		0,78						S1-4	1,00	0,80	0,60	0,60	0,00	0,00	-1,00	-0,30	
A2-5	1,00	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30			0,78					S1-5	1,00	0,80	0,60	0,60	0,00	0,00	0,30	1,00	
A2-6	1,00	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30				0,78				S1-6	1,00	0,80	0,60	0,60	0,00	0,00	0,30	-1,00	
A2-7	1,00	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30					0,78			S1-7	1,00	0,80	0,60	0,60	0,00	0,00	-0,30	1,00	
A2-8	1,00	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30						0,78		S1-8	1,00	0,80	0,60	0,60	0,00	0,00	-0,30	-1,00	

Figura 4.4 - Exemplo da apresentação dos coeficientes para combinação

A folha “Esforços Combinados”, tal como o nome indica, apresenta tabelas com os valores finais dos esforços combinados, para as combinações mencionadas anteriormente. Os processos de cálculo para verificação das soluções utilizam os valores presentes nestas mesmas tabelas. A Figura 4.5 pretende exibir um exemplo da apresentação dos resultados presente na folha.

Estado Limite Último - STR/GEO - A2						
Caso	Nó	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kN.m]	MY [kN.m]
A2-1	7	1,944	-4,807	449,372	0,000	0,000
A2-2	7	2,693	-7,691	576,698	0,000	0,000
A2-3	7	2,490	-7,729	577,365	0,000	0,000
A2-4	7	2,806	-7,290	573,201	0,000	0,000
A2-5	7	2,738	-7,819	577,651	0,000	0,000
A2-6	7	2,693	-7,691	576,698	0,000	0,000
A2-7	7	7,034	-9,067	576,120	0,000	0,000
A2-8	7	0,658	-7,046	576,969	0,000	0,000

Estado Limite Último - Situação Sísmica - AST1						
Caso	Nó	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kN.m]	MY [kN.m]
S1-1	7	6,547	-3,453	529,737	0,000	0,000
S1-2	7	6,185	-4,524	520,627	0,000	0,000
S1-3	7	-1,601	-7,817	471,963	0,000	0,000
S1-4	7	-1,963	-8,888	462,853	0,000	0,000
S1-5	7	4,118	-3,732	520,145	0,000	0,000
S1-6	7	2,910	-7,300	489,777	0,000	0,000
S1-7	7	1,674	-5,041	502,812	0,000	0,000
S1-8	7	0,466	-8,609	472,445	0,000	0,000

Figura 4.5 – Exemplo da apresentação dos esforços combinados

Na folha “Definição de Parâmetros” definem-se alguns dos parâmetros a ter em conta nas várias verificações das soluções de sapatas e é constituída por várias secções tal como representado Figura 4.7.

Seguindo a legenda presente na Figura 4.7, a secção (1) permite escolher propriedades para a verificação estrutural como classe de betão e aço, classe de exposição e dimensão máxima do agregado. A secção (2) admite a consideração da proximidade do firme ou da profundidade da fundação no cálculo da verificação Geotécnica pelo Método Analítico. A secção (3) permite a atribuição de propriedades geotécnicas como posição do nível freático, propriedades mecânicas do solo (ângulo de atrito, coesão) e algumas propriedades do solo a ter em conta na verificação sísmica. Também nesta secção é feita a escolha em relação às condições a considerar na verificação Geotécnica, definindo-se esta entre condições drenadas ou não drenadas. Permite ainda definir a posição da sapata em relação à superfície e, caso exista, a posição da fronteira rígida (alguma da nomenclatura e o seu significado representam-se na Figura 4.6).

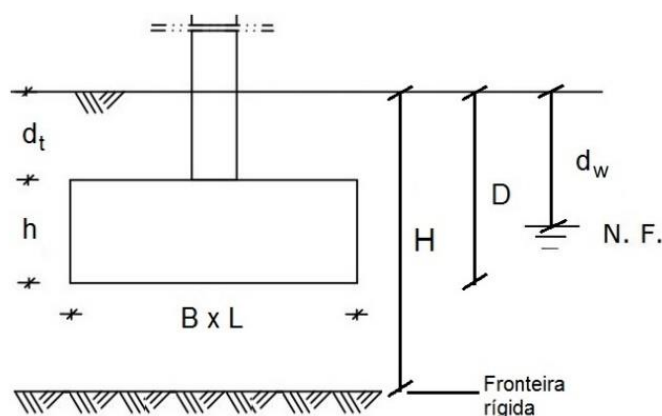


Figura 4.6 – Representação de parâmetros e nomenclatura adotada

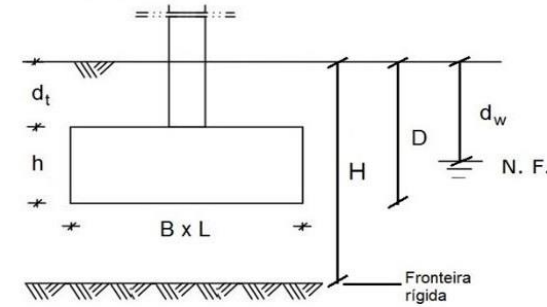
Na secção (4) é feita a definição sísmica, escolhendo a região, zona, classe de importância e tipo de terreno. As propriedades da ação sísmica são automaticamente atualizadas de forma a serem posteriormente consideradas no cálculo.

A secção (5) engloba todas as propriedades definidas para cada nó considerado no cálculo. As definições feitas na secção (3) podem ser atribuídas a todos os nós de uma só vez, utilizando o botão “OK”. Por outro lado, em certos casos poderão ser atribuídas características distintas a cada nó, bastando para isso alterar o definido na secção (5) manualmente. O botão assinalado como (6) permite a transferência destas definições para as folhas Secundárias de cálculo. Além do mencionado, esta secção apresenta as dimensões dos pilares associados a cada nó, podendo ser alteradas, e permite a atribuição de uma altura aos plintos, caso existam, considerando-se que caso não existam o seu valor é nulo.

- Os eixos definidos estão de acordo com o referencial global do modelo.
- Os valores **b** e **h** são obtidos em função das dimensões da barra adjacente, devem ser alterados se necessário.
- Por defeito: **H Plinto = 0,00** → **Não é considerado no cálculo**
- As propriedades podem ser aplicadas a todos os nós de uma só vez → *OK*
- Posteriormente podem ser alteradas
- Os parâmetros sísmicos são calculados automaticamente em função da região, zona, importância do edifício e tipo de terreno
- Podem ser inseridos valores predefinidos

1	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Materiais</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Betão</td><td>C30/37</td></tr> <tr> <td>Aço</td><td>S500</td></tr> <tr> <td>Classe de exposição</td><td>XC2 / XC3</td></tr> <tr> <td>Dmax, agregado [mm]</td><td>20,00</td></tr> </tbody> </table>	Materiais		Betão	C30/37	Aço	S500	Classe de exposição	XC2 / XC3	Dmax, agregado [mm]	20,00
Materiais											
Betão	C30/37										
Aço	S500										
Classe de exposição	XC2 / XC3										
Dmax, agregado [mm]	20,00										
2	<p>GEO - Método Analítico AC1</p> <p><u>Verificação ao carregamento</u></p>										
3	<p><input type="checkbox"/> Proximidade do firme</p> <p><input type="checkbox"/> Profundidade da fundação</p>										

Definição Sísmica		
Região	Portugal Continental	
Zona	Porto	
Importância	III	
Tipo de Terreno	A	
Ação Sísmica	Tipo 1	Tipo 2
a_{gR}	0,35	0,80
γ_I	1,45	1,15
a_g	0,51	0,92
S	1,00	1,00



Atribuição de propriedades geotécnicas																				Limpar propriedades do terreno		Transferir parâmetros >>	
<div>● Aplicar a todos</div> <div>○ Caso a caso</div>		OK	Condições	d _w [m]	D [m]	Ø' _k [°]	c' _k /c _{uk} [kPa]	N _{médio}	γ [kN/m3]	γ _{sat} [kN/m3]	Fronteira rígida	H [m]	α [graus]	Tipo de betonagem	σ _{adm} [kPa]	c _u /τ _{cy,u} [kPa]	Tipo de solo	γ _{Rd}					
																		Drenadas	2,00				
	Propriedades do pilar						Propriedades do terreno											Parâmetros para Ação Sísmica					
Nó	Barra Adj.	b [m]	h [m]	Rotação [graus]	Tipo	H Plinto [m]	Condições	d _w [m]	D [m]	Ø' _k [graus]	c' _k /c _{uk} [kPa]	N _{médio}	γ [kN/m3]	γ _{sat} [kN/m3]	Fronteira rígida	H [m]	α [graus]	Tipo de betonagem	σ _{adm} [kPa]	c _u /τ _{cy,u} [kPa]	Tipo de solo	γ _{Rd}	
7	4	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
9	5	0,40	0,20	0,00	C 20x40	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
15	8	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
17	9	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
21	11	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
23	12	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
25	13	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
27	14	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
29	15	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
33	17	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
35	18	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
37	19	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
41	21	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
43	22	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
45	23	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
47	24	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
57	29	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
85	66	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
91	109	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
100	125	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
102	126	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
130	151	0,30	0,30	0,00	C 30x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
243	2	0,30	0,20	0,00	C 20x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	
244	93	0,30	0,20	0,00	C 20x30	0,00	Drenadas	2,00	1,00	32,00	15,00	0,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	Contra o terreno	300,00	100,00	Coerente	Areia de compactade média a elevada	

Figura 4.7 – Apresentação geral da folha “Definição de Parâmetros”

A folha “Otimização”, representada em parte na Figura 4.9, possibilita a avaliação dos resultados de todas as verificações Geotécnicas e Estruturais para cada nó considerado, e encontra-se igualmente dividida em várias secções. Para cada nó apresenta aquele que seria o caso mais gravoso de cálculo de cada verificação considerada. Caso exista uma situação em que a solução adotada não cumpra a verificação, esta é assinalada a vermelho. O botão “VERIFICAR” ativa o cálculo presente nas folhas Secundárias e transfere os resultados mais gravosos para esta folha para posterior verificação por parte do utilizador. Caso se alterem as soluções de sapatas a considerar no cálculo, é necessário voltar a premir o botão “VERIFICAR” para recalcular e atualizar os resultados.

A secção (1) permite escolher os métodos de cálculo a contemplar na verificação, bem como a consideração da orientação da sapata, algo que será detalhado de seguida. Ao fazer correr o botão “VERIFICAR” a verificação tem em conta as opções seleccionadas nesta secção.

A secção (2) abarca uma tabela com as soluções de sapatas a aplicar (baseada na tabela presente na folha “Importar Resultados”), definindo-se as suas dimensões e armaduras de tração a colocar em cada direção.

Na secção (3) são atribuídas as soluções de sapata a cada nó, através da coluna ID, que permite seleccionar as soluções presentes na tabela da secção (2). Esta secção apresenta ainda a opção de rotação da sapata (importante no caso de ser uma solução retangular). Naturalmente, as sapatas encontram-se orientadas de acordo com a Figura 4.8, ou seja, o lado menor (B) paralelo ao eixo x e o lado maior (L) paralelo ao eixo y , sendo esta a consideração base para o cálculo caso nada seja definido em contrário.

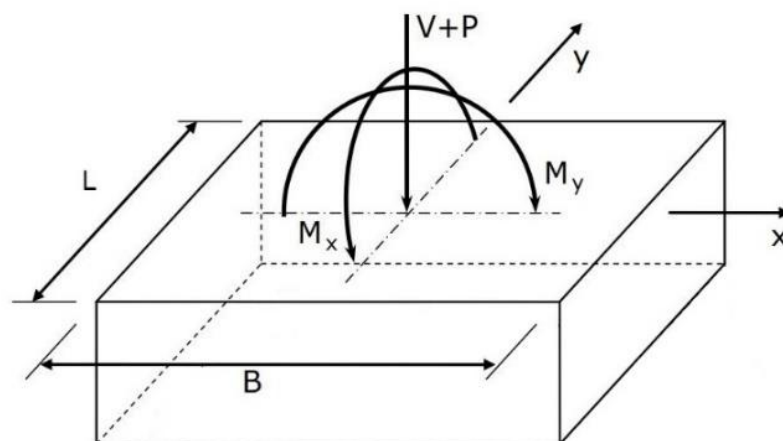


Figura 4.8 – Orientação e referencial base (adaptado de Trigo [15])

A tabela da secção (3) apresenta uma sugestão de orientação e forma a atribuir à sapata, baseada num nível médio de excentricidades encontradas para cada situação. Não pretende ser uma análise absoluta, mas sim aproximada, sendo a sua escolha uma opção totalmente livre por parte do utilizador. Estas identificam-se como “-”, “0” e “90” em função da solução aconselhada. A definição “-” representa o caso em que as excentricidades nas duas direções são muito próximas, ou nulas, ou seja, uma solução de sapata de dimensões quadradas seria viável, não interessando a sua orientação. A definição “0” significa que a sapata poderá ser retangular e orientada de acordo com o referencial base definido. O caso da definição “90” traduz-se numa sapata retangular rodada em 90º em relação ao referencial base, ou seja, o seu lado menor (B) encontra-se paralelo ao eixo y e o seu lado maior (L) paralelo ao eixo x . Na coluna seguinte define-se a orientação, podendo estas ser definidas e alteradas. Tal como referido, esta consideração poderá ou não ser incluída no cálculo, de acordo com o presente na secção (1). Caso não seja incluída, todas as soluções são calculadas de acordo com o referencial base definido na Figura 4.8.

A secção (4), representada em parte na Figura 4.9, inclui os resultados de todas as verificações Geotécnicas e Estruturais consideradas para o cálculo, podendo ser considerada como uma tabela resumo das verificações aplicadas. Todas as verificações são apresentadas sob a forma de percentagens da capacidade resistente mobilizada, ou seja, de rácios entre a solicitação e a resistência. Uma exceção a esta consideração é a verificação do carregamento do terreno à ação sísmica, que é representada pelos respetivos resultados do cálculo, sendo que, estes podem tomar valores negativos, nos casos em que a verificação seja cumprida.

A secção (5) serve apenas de orientação para a validade dos resultados apresentados, isto é, caso seja feita alguma alteração nas soluções de sapatas, por exemplo, esta passa a apresentar um texto a vermelho, indicando que os resultados não estão atualizados, sendo necessário recalcular a folha.

Na secção (6) são apresentadas as quantidades de material e trabalho previsto para a execução das sapatas, tendo em conta as soluções adotadas, nomeadamente quantidades de betão, aço, betão de limpeza, escavação, aterro e cofragem. Nesta fase são apenas valores representativos e que poderão orientar, de certa forma, para soluções mais económicas. A sua importância revela-se na folha seguinte relativa à orçamentação que terá em conta os valores aqui representados.

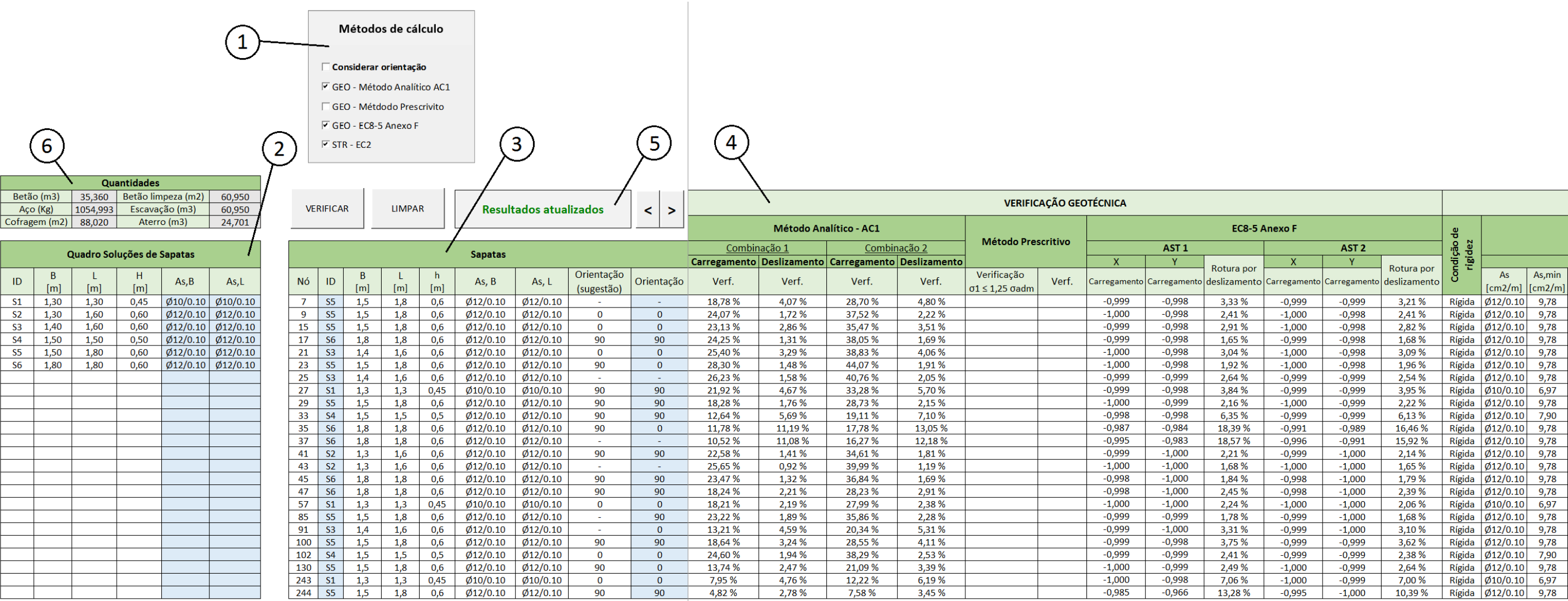


Figura 4.9 – Apresentação geral da folha “Otimização”

A folha “Orçamentação”, exibida na Figura 4.10, permite obter um valor aproximado do custo global de execução das soluções de sapatas consideradas. É possível atribuir diversas especificidades de construção a cada material, selecionando aquela que melhor se adapta à situação presente. Os valores utilizados no cálculo foram retirados do Gerador de Preços para Construção Civil desenvolvido pela empresa CYPE Ingenieros, S.A. e que se encontra acessível *online* através da página www.geradordeprecos.info.

Betão	Quantidade (m3)	Classe	Agregado Dmax (cm)	Preparação	Betonagem		Preço unit. (p/m3)	Preço total (€)
	35,360	25/30	12	Obra	Manuais		125,09 €	4.423,12 €
Betão de limpeza	Quantidade (m2)	Espessura (cm)	Classe	Agregado Dmax (cm)	Preparação	Betonagem	Preço unit. (p/m3)	Preço total (€)
	60,950	10	16/20	12	Central	Camião	105,70 €	644,24 €
Aço	Quantidade (Kg)	Classe	Preparação				Preço unit. (p/Kg)	Preço total (€)
	1054,993	A400	Obra				0,92 €	970,59 €
Escavação	Quantidade (m3)	Terreno	Meios	Proteção	Rebaixamento Niv. Freático		Preço unit. (p/m3)	Preço total (€)
	60,950	Incoerentes	Manuais	Ligeira	Não		25,41 €	1.548,74 €
Aterro	Quantidade (m3)	Origem	Meios	Compactação			Preço unit. (p/m3)	Preço total (€)
	24,701	P/escavação	Manuais	-			0,86 €	21,24 €
Cofragem	Quantidade (m2)	Tipo	Material				Preço unit. (p/m2)	Preço total (€)
	88,020	Recuperável	Madeira				18,42 €	1.621,33 €
							TOTAL	9.229,26 €

Figura 4.10 – Apresentação geral da folha “Orçamentação”

Os preços unitários são obtidos em função da combinação de considerações tomadas, sendo apresentados de seguida sob a forma de tabelas.

Tabela 4.2 – Preços de betão estrutural

Classe	Dimensão máxima do agregado (cm)	Preparação	Betonagem	Preço (€/m3)
25/30	12	Obra	Manual	125,09
25/30	12	Obra	Grua	110,65
25/30	12	Central	Grua	102,15
25/30	12	Central	Camião	99,47
30/37	12	Obra	Manual	128,92
30/37	12	Obra	Grua	114,47
30/37	12	Central	Grua	110,77
30/37	12	Central	Camião	108,09
25/30	25	Obra	Manual	120,19
25/30	25	Obra	Grua	105,74
25/30	25	Central	Grua	99,06
25/30	25	Central	Camião	96,38
30/37	25	Obra	Manual	123,94
30/37	25	Obra	Grua	109,50
30/37	25	Central	Grua	107,29
30/37	25	Central	Camião	104,61

Tabela 4.3 – Preços de aço

Classe	Elaboração	Preço (€/Kg)
S400	Obra	0,92
S400	Fábrica	0,89
S500	Obra	0,92
S500	Fábrica	0,90

Tabela 4.4 – Preços de betão de limpeza

Classe	Dimensão máxima do agregado (cm)	Preparação	Betonagem	Preço (€/m³)
12/15	12	Obra	Manual	10,71
12/15	12	Obra	Grua	9,34
12/15	12	Central	Grua	10,53
12/15	12	Central	Camião	10,18
16/20	12	Obra	Manual	11,04
16/20	12	Obra	Grua	9,67
16/20	12	Central	Grua	10,91
16/20	12	Central	Camião	10,57
12/15	25	Obra	Manual	10,28
12/15	25	Obra	Grua	8,91
12/15	25	Central	Grua	10,30
12/15	25	Central	Camião	9,96
16/20	25	Obra	Manual	10,62
16/20	25	Obra	Grua	9,25
16/20	25	Central	Grua	10,65
16/20	25	Central	Camião	10,30

Tabela 4.5 – Preços de escavação

Terreno	Meios	Preço (€/m³)
Incoerente	Manuais	15,41
Incoerente	Mecânicos	11,20
Argila branda (0,1 MPa)	Manuais	21,13
Argila branda (0,1 MPa)	Mecânicos	15,38
Argila semi-dura (0,15 MPa)	Manuais	25,32
Argila semi-dura (0,15 MPa)	Mecânicos	21,13
Argila dura (0,25 MPa)	Mecânicos	34,53
Rocha branda (1,0 MPa)	Mecânicos	41,22
Rocha dura (4,0 MPa)	Mecânicos	56,10

Tabela 4.6 – Preços de proteção da escavação

Tipo de proteção	Preço (€/m ²)
Ligeira	10,00
Média	11,59
Completa	10,24

Tabela 4.7 – Preços de cofragem

Tipo	Material	Preço (€/m ²)
Recuperável	Metálica	14,20
Recuperável	Madeira	18,42
Perdida (blocos de betão)	10 cm	16,43
Perdida (blocos de betão)	20 cm	20,59

Tabela 4.8 – Preços de aterro

Origem	Meios	Preço (€/m ³)
P/escavação	Manuais	0,86
P/escavação	Mecânicos	1,33
Empréstimo	Manuais	5,74
Empréstimo	Mecânicos	6,21

Tabela 4.9 – Preços de compactação

Equipamento	Preço (€/m ³)
Apiloador	3,06
Placa Vibratória	1,46
Cilindro Vibratório	0,93

4.3.2 Folhas Secundárias

De acordo com o referido anteriormente, as folhas Secundárias relativas às verificações Geotécnicas e Estruturais simplesmente apresentam toda a informação de cálculo aglomerada em tabelas. A sua consulta apenas é necessária caso se pretenda verificar os resultados de alguma situação específica ou nos casos em que não foram importados esforços do modelo *Robot* e em que se pretende realizar um cálculo para situações mais específicas, casos esses em que é necessário introduzir os esforços e os parâmetros manualmente. Como exemplo, apresenta-se na Figura 4.11 uma visão geral da folha “GEO – Método Analítico AC1”, para a Combinação 1, que é em todo semelhante às restantes, variando obviamente em alguns parâmetros considerados, cálculos e verificações apresentadas. Neste caso não está representada a tabela na totalidade. As tabelas tendem a ser bastante extensas, por exemplo para o cálculo de 24 nós distintos e considerando 94 combinações esta ultrapassa as duas mil linhas.

Como exceção ao definido anteriormente, apresenta-se a folha “Assentamentos” na qual é preciso definir algumas considerações para o cálculo. Nesta folha encontram-se dois métodos de cálculo de assentamentos, o Método da Elasticidade Ajustada e o Método de Schmertmann, de acordo com o definido no Capítulo 3. Na Figura 4.12 representa-se uma parte da folha, sendo que a secção (1) apresenta as tabelas de introdução de dados, onde será necessário definir a camada ou camadas de solo a considerar para o cálculo, assim como alguns parâmetros geotécnicos. A secção (2) é onde se encontram todos os parâmetros relativos ao cálculo assim como os resultados finais, não sendo possível a sua visualização na totalidade. A secção (3) apresenta valores típicos de parâmetros geotécnicos que poderão ser aplicados nas tabelas da secção (1), pretendendo ser uma secção de consulta e de auxílio nas definições para o cálculo.

[illegible]

Figura 4.11 – Apresentação geral da folha “GEO – Método Analítico AC1”

MÉTODO DA ELASTICIDADE AJUSTADA (Bowles)

- Definir cotas superior e inferior de cada camada a contar a partir da base da sapata

- Definir a posição da fronteira rígida (caso exista);

- Atribuir um valor estimado de E para cada camada;

- Atribuir um valor estimado do Coeficiente de Poisson para cada camada;

- Clicar no botão "Calcular Parâmetros"

- Clicar no botão "Calcular" para calcular os assentamentos;

MÉTODO DE SCHMERTMANN

- Definir cotas superior e inferior de cada camada a contar a partir da base da sapata

- Atribuir um valor estimado de E para cada camada;

- Atribuir um valor estimado do peso específico decada camada;

- Clicar no botão "Calcular Parâmetros"

- Clicar no botão "Calcular" para calcular os assentamentos;

Coeficiente de Poisson

Tipo de solo

μ

Argila, saturada	0,4 - 0,5
Argila, não saturada	0,1 - 0,3
Argila arenosa	0,2 - 0,3
Silte	0,3 - 0,35
Areia (densa)	0,2 - 0,4
Areia média solta	0,2 - 0,25
Areia grossa (índice de vazios 0,4 a 0,7)	0,15
Areia bem graduada	0,25
Rocha	0,1 - 0,4
Solos residuais do granito	0,2 - 0,3

Estimativa: Trautmann & Kulhawy (condições drenadas)

CALCULAR

Módulo de elasticidade de areias

Tipo de areia

E [Mpa]

Areia grossa e meio grossa	
Solta	25 - 35
Meio densa	30 - 40
Densa	40 - 45
Areia fina	
Solta	20 - 25
Meio densa	25 - 35
Densa	35 - 40
Areia siltosa	
Solta	8 - 12
Meio densa	10- 12
Densa	12 - 15

LIMPAR

Tipo de solo

α

Depositos normalmente consolidados e recentes de areias	2,5 - 3,0
Depositos normalmente consolidados antigos	3,5 - 6,0
Maciços sobreconsolidados	6,0 - 10,0
Solos residuais de granito do Porto (Viana da Fonseca, 2001)	3,0 - 3,5

Relação qc - E (Lunne & Christoffersen)

qc [kN/m2]

E [Mpa]

Areias normalmente consolidadas	
qc < 10	4.qc
10 < qc < 50	(2.qc + 20)
qc > 50	120
Areias sobreconsolidadas (OCR > 2)	
qc < 50	5.qc
qc > 50	250
Sapatas quadradas/circulares	2,5.qc
Sapatas retangulares	3,5.qc

Método da Elasticidade Ajustada (Bowles)										Calcular Parâmetros		
Camada	Terreno	D [m]	Z sup [m]	Z inf [m]	e [m]	Fronteira rígida	E [MPa]	E x e	E médio [MPa]	μ	$\mu \times e$	μ médio
1	Argila	1,00	3,00	6,00	9,00	-	20,00	127,50	55,23	0,35	1,05	0,24
2	Argila		6,00	14,00	8,00	-	30,00	480,00		0,20	1,60	
3	Rocha		14,00	inf		Sim	500,00			0,35		
4						-						
5						-						
6						-						
7						-						
8						-						
9						-						
10						-						
11						-						
12						-						

* Definir camadas desde a base da sapata até pelo menos 4B da sapata (aproximado)

Método de Schmertmann (1978)

t (anos)

1

σ'_{v0}

45

Calcular Parâmetros

Camada	Terreno	D [m]	Z sup [m]	Z inf [m]	e [m]	E [MPa]	γ' [kN/m3]
1	Areia	3,00	0,00	0,50	0,50	20,00	15,00
2	Areia		0,50	1,00	0,50	30,00	15,00
3			1,00	3,00	2,00	30,00	15,00
4			3,00	10,00	7,00	30,00	15,00
5							
6							
7							
8							
9							
10							
11							
12							

Estado Limite de Utilização Comb. Quase-Permanente			Geometria Sapata					Terreno												
Caso	Nó	FZ [kN]	ID	B [m]	L [m]	h [m]	Orientação	d _w [m]	D [m]	d _t [m]	Ø' _d [°]	c' _d /c _{ud} [kPa]	N _{médio}	γ [kN/m3]	γ _{sat} [kN/m3]	Fronteira rígida		H [m]	Impulso V [kN]	PP sapata [kN]
QP-1	7	449,372	S1	1,30	1,30	0,45	-	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-2	7	496,295	S1	1,30	1,30	0,45	-	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-3	7	449,372	S1	1,30	1,30	0,45	-	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-4	7	496,295	S1	1,30	1,30	0,45	-	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-1	9	552,496	S1	1,30	1,30	0,45	0,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-2	9	634,853	S1	1,30	1,30	0,45	0,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-3	9	552,496	S1	1,30	1,30	0,45	0,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-4	9	634,853	S1	1,30	1,30	0,45	0,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-1	15	572,567	S1	1,30	1,30	0,45	0,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-2	15	632,523	S1	1,30	1,30	0,45	0,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-3	15	572,567	S1	1,30	1,30	0,45	0,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-4	15	632,523	S1	1,30	1,30	0,45	0,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-1	17	733,133	S1	1,30	1,30	0,45	90,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-2	17	841,911	S1	1,30	1,30	0,45	90,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-3	17	733,133	S1	1,30	1,30	0,45	90,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-4	17	841,911	S1	1,30	1,30	0,45	90,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-1	21	513,490	S1	1,30	1,30	0,45	0,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-2	21	573,227	S1	1,30	1,30	0,45	0,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-3	21	513,490	S1	1,30	1,30	0,45	0,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-4	21	573,227	S1	1,30	1,30	0,45	0,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-1	23	665,355	S1	1,30	1,30	0,45	0,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-2	23	766,184	S1	1,30	1,30	0,45	0,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-3	23	665,355	S1	1,30	1,30	0,45	0,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-4	23	766,184	S1	1,30	1,30	0,45	0,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-1	25	503,501	S1	1,30	1,30	0,45	-	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-2	25	579,258	S1	1,30	1,30	0,45	-	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-3	25	503,501	S1	1,30	1,30	0,45	-	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-4	25	579,258	S1	1,30	1,30	0,45	-	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-1	27	341,423	S1	1,30	1,30	0,45	90,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	
QP-2	27	374,191	S1	1,30	1,30	0,45	90,00	2,00	1,00	0,55	32,00	15,00	24,00	19,00	20,00	Conhecido	1,20	0,00	19,01	

Figura 4.12 – Apresentação geral da folha “Assentamentos”

5 DESENVOLVIMENTO DO MODELO BIM

5.1 INTRODUÇÃO

O presente Capítulo pretende detalhar o método utilizado na criação e introdução automática das soluções de sapatas no correspondente modelo BIM.

A empresa SE2P cria os modelos 3D BIM de todos os seus Projetos no *software Revit*, incluindo todas as disposições dos elementos estruturais, alcançando assim excelentes níveis de rendimento na criação de desenhos finais a incluir no Projeto e permitindo uma constante ligação e atualização destes com os Projetos de Arquitetura e de outras especialidades.

Deste modo surgiu a ideia de desenvolver um processo que permitisse a introdução das soluções de sapatas, de forma automática, nos modelos previamente desenvolvidos. Face ao desenvolvimento atual da tecnologia associada à modelação de elementos, tal tornou-se possível e será detalhado de seguida.

A metodologia BIM (*Building Information Modelling*) tem vindo a ganhar cada vez maior relevância no mundo da Engenharia Civil e, resumidamente, permite a incorporação e transmissão de todo o tipo de informação e características pertinentes nos elementos dos modelos 3D. Entende-se assim como um método de partilha de informação entre os diversos intervenientes envolvidos na construção de um edifício, por exemplo, e verifica-se estar associada a diversos *softwares* utilizados nas áreas de projeto e construção.

5.2 PROGRAMAÇÃO VISUAL E MODELAÇÃO PARAMÉTRICA (*DYNAMO*)

A automatização do processo foi levada a cabo, recorrendo ao uso do programa *Dynamo*, que através da programação visual permite desenvolver a modelação paramétrica de elementos 3D, que neste caso são automaticamente integrados no *software Revit*.

A programação visual ou gráfica usa o conceito de programação por texto, mas simplifica o processo ao substituir o texto por fragmentos gráficos, que incluem um algoritmo previamente criado.

Estes fragmentos são denominados por *Nodes* ou Nós e permitem a entrada de parâmetros (*Inputs*), que são posteriormente processados pelo código inerente, e que fornecem um resultado (*Output*) de acordo com a sua função. Existem já diversas coleções de Nós, criadas por empresas e utilizadores, e com as mais variadas funções, sendo algumas até adaptadas à interligação com diversos softwares. Por exemplo, no presente desenvolvimento foram utilizados Nós que permitem a leitura de informação de Ficheiros Excel.

Ao desenvolver ligações entre os diversos nós, criam-se processos que desencadeiam determinadas ações. A título de exemplo apresenta-se, na Figura 5.1, a criação de uma linha no espaço recorrendo a introdução das coordenadas de dois pontos distintos. Os Nós “Point.ByCoordinates” permitem a criação de um ponto através da introdução das coordenadas x , y e z . Estas coordenadas são introduzidas com Nós que aceitam valores numéricos “Number”. Para a criação de uma linha é usado o Nó “Line.ByStartPointEndPoint” que aceita como *Inputs* dois pontos, que neste caso foram criados pelos Nós “Point.ByCoordinates”. Esta é a base de funcionamento do *Dynamo*, contudo as possibilidades de criação são infindáveis, com o desenvolvimento de processos mais complexos é possível criar modelos bastante detalhados e automatizados.

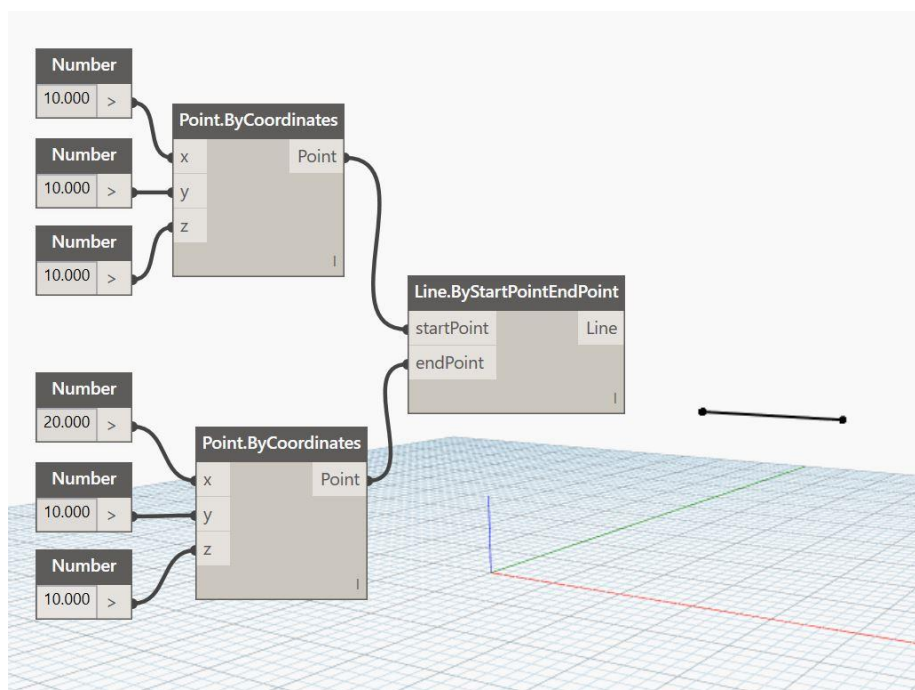


Figura 5.1 – Criação de uma linha no *Dynamo*

5.3 WORKFLOW: EXCEL - DYNAMO – REVIT

O presente desenvolvimento (*workflow*) dos modelos de sapatas teve como base a modelação possibilitada pelo programa *Dynamo*, associando-se ao modelo criado em *Revit* e tendo em conta a informação contida num ficheiro *Excel*.

Resumidamente, o processo criado em *Dynamo* prevê a recolha de informação de dimensões e identificação (ID) das soluções de sapatas calculadas no ficheiro Excel e a atribuição desta (ID) aos pilares correspondentes no modelo *Revit*. Ou seja, previamente à introdução das sapatas no modelo *Revit*, é necessário indicar qual o tipo de sapata que estará associado a determinado pilar.

Tal como referido anteriormente, o modelo BIM permite a inclusão de informação nos seus componentes; neste caso todos os modelos desenvolvidos pela SE2P apresentam já um parâmetro intrínseco às propriedades dos pilares que possibilita a identificação da sapata a associar (Figura 5.2).

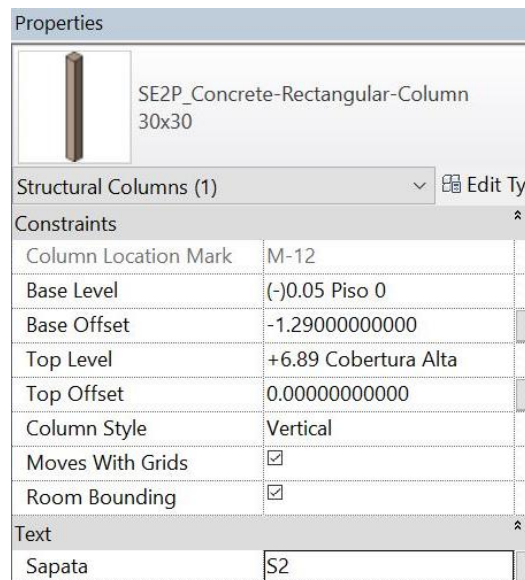


Figura 5.2 – Propriedades do pilar (*Revit*)

Relativamente ao processo desenvolvido em *Dynamo*, apresenta-se na Figura 5.3, o seu aspeto geral, sendo de seguida detalhado o seu funcionamento, de forma resumida.

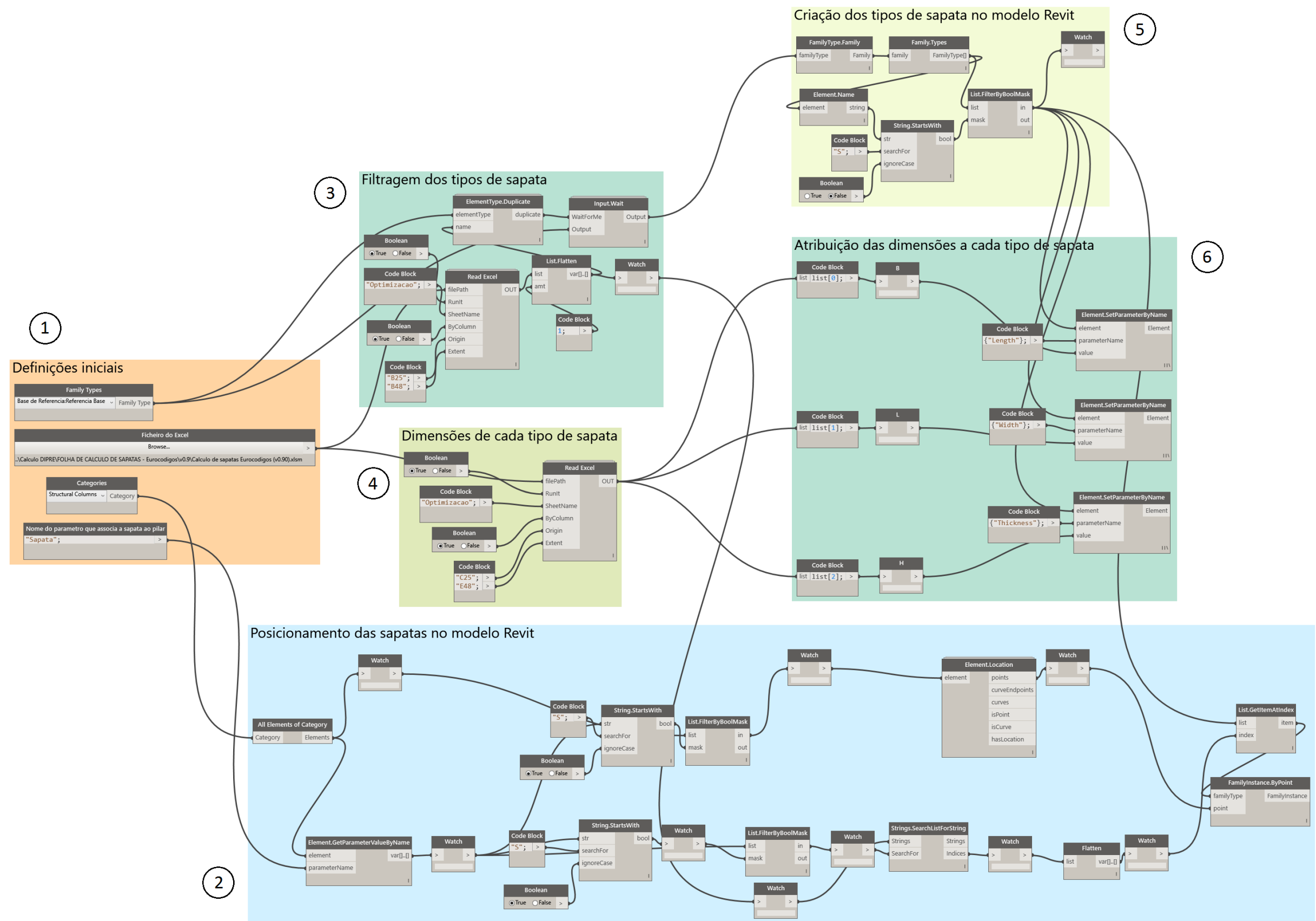


Figura 5.3 – Processo de criação dos modelos de sapatas em *Dynamo*

A secção (1) permite definir o ficheiro *Excel* de onde será obtida a informação relativa às soluções de sapatas a criar. Além do mencionado, esta secção permite também definir qual o parâmetro associado aos pilares do modelo *Revit* que contém o ID das sapatas (algo que para o presente caso se mantém inalterado).

A secção (4) descodifica a informação recolhida do ficheiro *Excel* e devolve as 3 dimensões de cada elemento: comprimento, largura e altura. Isto é feito com recurso a um Nó que recebe o caminho para o ficheiro Excel e a posição das células de onde deve copiar a informação.

Da mesma forma a secção (3) também descodifica a informação contida no ficheiro *Excel*, mas devolve a informação relativa ao ID de cada solução a criar, informação essa que passa para a secção (5) onde são criados os elementos base das sapatas.

A secção (6) atribui as dimensões obtidas da secção (4) aos elementos respetivos criados nas secções (5).

Finalmente, a secção (2) percorre os vários pilares do modelo *Revit*, identifica as suas posições, lê qual o ID da sapata associada e introduz o elemento no respetivo pilar.

Após estarem definidos os IDs de cada sapata no respetivo pilar, este processo de introdução dos modelos criados no ficheiro *Revit* é praticamente instantâneo. Conseguindo associar mais informação aos modelos, este constitui um processo bastante vantajoso em termos de tempo gasto na modelação dos elementos.

6 APLICAÇÃO DO PROCESSO DESENVOLVIDO A CASO PRÁTICO DO PORTFÓLIO DA SE2P

6.1 INTRODUÇÃO

O presente Capítulo pretende descrever a aplicação de todo o processo desenvolvido, Folha de Cálculo e criação dos modelos BIM das sapatas, a uma parte de um Projeto de Estabilidade desenvolvido pela empresa SE2P, e que inclui fundações materializadas por sapatas. O objetivo não passa pela sua aplicação à totalidade do Projeto, mas sim a uma parte, de forma a obter resultados representativos e comparáveis.

Ao longo do Capítulo apresenta-se uma descrição geral do edifício, das condições geológicas-geotécnicas e a aplicação do processo desenvolvido e a complementar análise dos resultados obtidos.

O Projeto escolhido é relativo à primeira fase de obras de requalificação e ampliação das instalações de um Centro Escolar. A intervenção não implicou a demolição da estrutura principal existente, tendo-se desenvolvido a ampliação em torno desta.

6.2 DESCRIÇÃO GERAL

De acordo com o mencionado previamente, a ampliação desenvolve-se em torno do edifício existente. Deste modo, o sistema estrutural proposto visou minimizar os conflitos na interface estrutura existente/nova estrutura, ao nível das fundações, privilegiando a intervenção mínima na estrutura existente. As imagens apresentadas na Figura 6.1 e Figura 6.2 pretendem esclarecer a intervenção aplicada, e representam o modelo 3D da situação existente, após requalificação e ampliação, respetivamente.

A interface entre estrutura nova/existente é materializada por juntas de dilatação, representadas na Figura 6.3, evitando assim intervenções na estrutura existente como reforços estruturais e de fundações devido ao incremento de cargas nos pilares de extremidade da estrutura existente.

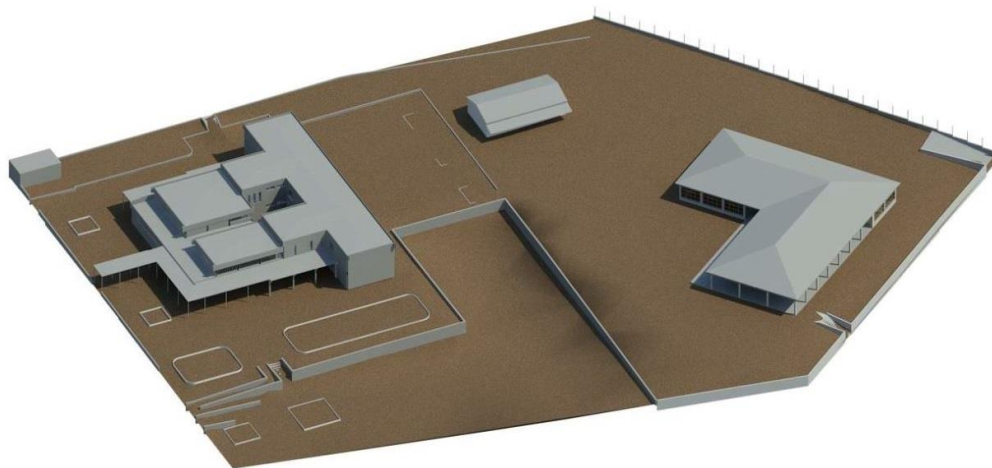


Figura 6.1 – Centro Escolar – Situação existente (fonte: SE2P)

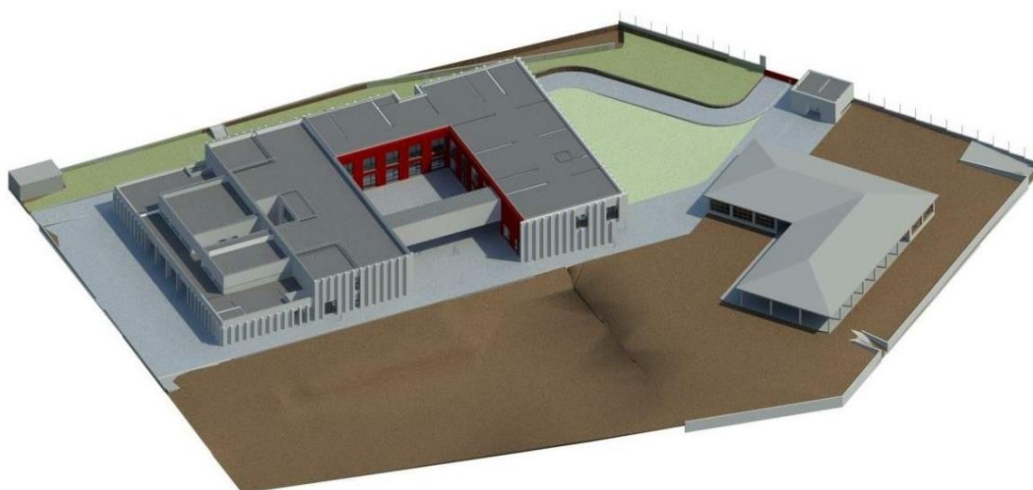


Figura 6.2 – Centro Escolar – Após requalificação e ampliação (fonte: SE2P)

A nova estrutura é constituída por 4 corpos com funcionamento estrutural independente e um passadiço metálico que permite a comunicação entre o edifício existente e o novo edifício (Figura 6.3). À semelhança do edifício existente, os novos edifícios são constituídos por dois pisos elevados, sendo que no Corpo 2 existe uma cave parcial.

Com exceção do passadiço, que é definido por uma estrutura metálica tridimensional treliçada, toda a restante estrutura é constituída por betão armado. Nos corpos 1.1 e 1.3 adotou-se um sistema de laje fungiforme maciça e no Corpo 2 laje fungiforme vigada. Em ambos os casos existem vigas de bordadura para o apoio de platibandas e alvenarias de fachada. A malha de pilares varia entre os 3.6 m e os 7.2 m, sendo fundados em sapatas isoladas e muros de cave.

Todas as soluções adotadas preveem um funcionamento da estrutura com graus de segurança adequados durante um período de vida útil de 50 anos.

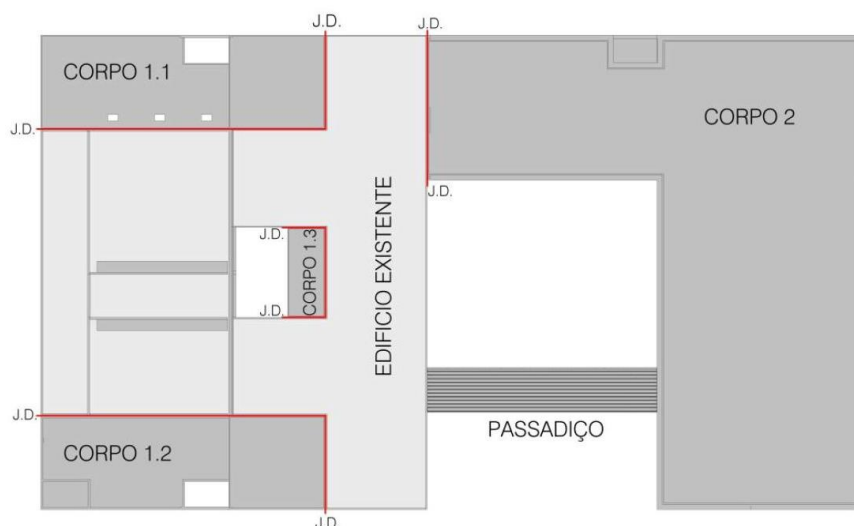


Figura 6.3 – Localização de juntas de dilatação e identificação dos corpos (fonte: SE2P)

6.3 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

A caracterização das condições geológicas e geotécnicas baseou-se numa campanha de reconhecimento geotécnica realizada no local, elaborada pela Geocontrole, Geotecnia e Estruturas de Fundação SA. Esta campanha foi composta por 3 furos de sondagem (S1 a S3), com cerca de 10 m de profundidade, acompanhadas de ensaios de penetração dinâmica normalizada SPT, cujas localizações são identificadas na Figura 6.4.

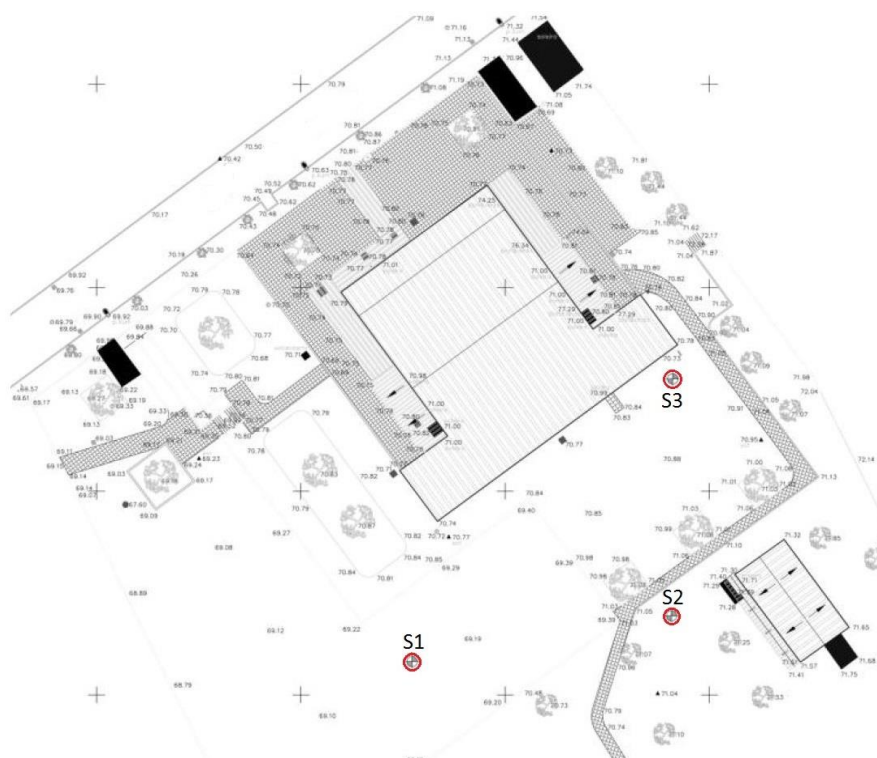


Figura 6.4 – Localização em planta das sondagens realizadas no local (fonte: SE2P)

De acordo com o definido no Estudo Geológico-Geotécnico, nos locais investigados pelas sondagens geotécnicas foram referenciados aterros heterogêneos, relacionados com operações de nivelamento topográfico aí desenvolvidas e construção do edificado existente, constituídos por areias de variadas granulometrias, com seixo, calhaus e blocos, rolados (cascalheira), a areia silto-argilosa, com fragmentos de variadas naturezas, e, vestígios de restos de cerâmica (tijolo), apresentando tonalidades de conjunto castanhas amareladas a alaranjadas, com espessuras entre 0,20 m e 1,0 m.

O substrato inclui uma sequência sedimentar carbonatada estabelecida por calcários margosos, com passagens mais brandas e com inclusões e intercalações margas areno-argilosas.

As sondagens S1 e S3 registaram um depósito de areias de granulometria fina, siltosa micácea, levemente argilosa, de tonalidade castanho amarelado com laivos acinzentados.

Este carácter rochoso é por vezes substituído por um comportamento sub-rochoso ou terroso muito resistente, na transição à rocha branda ou com passagens dessa rocha, intercalando passagens de calcário muito degradado e vice-versa.

O local investigado pela campanha de prospeção posiciona-se nas Zonas sísmicas 1.3 e 2.3, respetivamente para as ações sísmicas Tipo 1 e Tipo 2, definindo as sondagens realizadas um perfil estratigráfico de um terreno do Tipo A da classificação do EC8.

Face às condições expostas recomendou-se a mobilização dos níveis mais resistentes do substrato, devendo ser sempre garantido o atravessamento dos terrenos de aterro. Previu-se uma tensão de contacto de até 300 kPa, valor fortemente condicionado pela descompressão registada na sondagem S3 aos 4,50 m.

Segundo as sugestões fornecidas no Estudo Geológico-Geotécnico, foram adotados para o cálculo valores dentro dos intervalos definidos para os parâmetros geotécnicos apresentados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Parâmetros geotécnicos adotados no cálculo (fonte: SE2P)

Formação	Peso volúmico, γ (kN/m ³)	Ângulo de atrito interno, ϕ' (°)	Coesão, c' (kN/m ²)	Módulo de deformabilidade, E' (MN/M ²)
Areias de granulometria fina, siltosas, micáceas, levemente argilosas ($26 \leq N_{SP_T} \leq 60$)	19	30-32	5-7	25-50

6.4 CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

Relativamente à escolha de materiais, para as fundações admitiu-se uma classe de betão C30/37 e uma classe de exposição XC2, o que conduziu à consideração de um recobrimento nominal de 40 mm. Em termos de aço para as armaduras foi adotada uma classe de resistência S500.

No que diz respeito às ações, as cargas permanentes foram obtidas multiplicando o volume de projeto pelos pesos específicos do aço e do betão armado, 77 kN/m³ e 25 kN/m³, respetivamente. A simulação do peso próprio das fachadas foi conseguida considerando-se uma carga linear uniformemente distribuída nos bordos das lajes de piso com o valor de 10 kN/m.

As sobrecargas atribuídas ao Projeto corresponderam à Categoria C definida no EC1, de 4,0 kN/m², nos pisos, nos acessos e escadas com a mesma Categoria de exploração. Nas coberturas considerou-se uma sobrecarga de 1,0 kN/m², correspondente à Categoria H.

Foi considerada a ação térmica nas lajes de cobertura e elementos estruturais pertencentes às fachadas e a ação do vento transmitida ao nível dos pisos.

A ação sísmica foi definida de acordo com o presente anteriormente, apresentando-se os parâmetros utilizados na sua definição na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Caracterização da ação sísmica

Ação sísmica	a_{gr} (m/s ²)	Tipo de terreno	Classe de importância II, γ_I	Coeficiente de comportamento, q
Tipo 1	0,6	A	1,20	3,0
Tipo 2	1,1	A	1,25	3,0

6.5 APLICAÇÃO DA FOLHA DE CÁLCULO

A aplicação da Folha de Cálculo desenvolvida incide no Corpo 2 do edifício, mais concretamente no cálculo de soluções de sapatas, identificadas no modelo *Robot* pelos nós com os números 5, 7, 9, 15, 17, 21, 23, 25, 27, 29, 33, 35, 37, 41, 43, 45, 47, 57, 85, 91, 100, 102 e 130, devidamente representados na Figura 6.5.

Inicialmente, apresentam-se as considerações de cálculo, algumas já definidas anteriormente, e as soluções aplicadas no Projeto desenvolvido pela SE2P. Posteriormente, aplicam-se estas mesmas soluções e definições na Folha de Cálculo desenvolvida e verificam-se se estas são válidas.

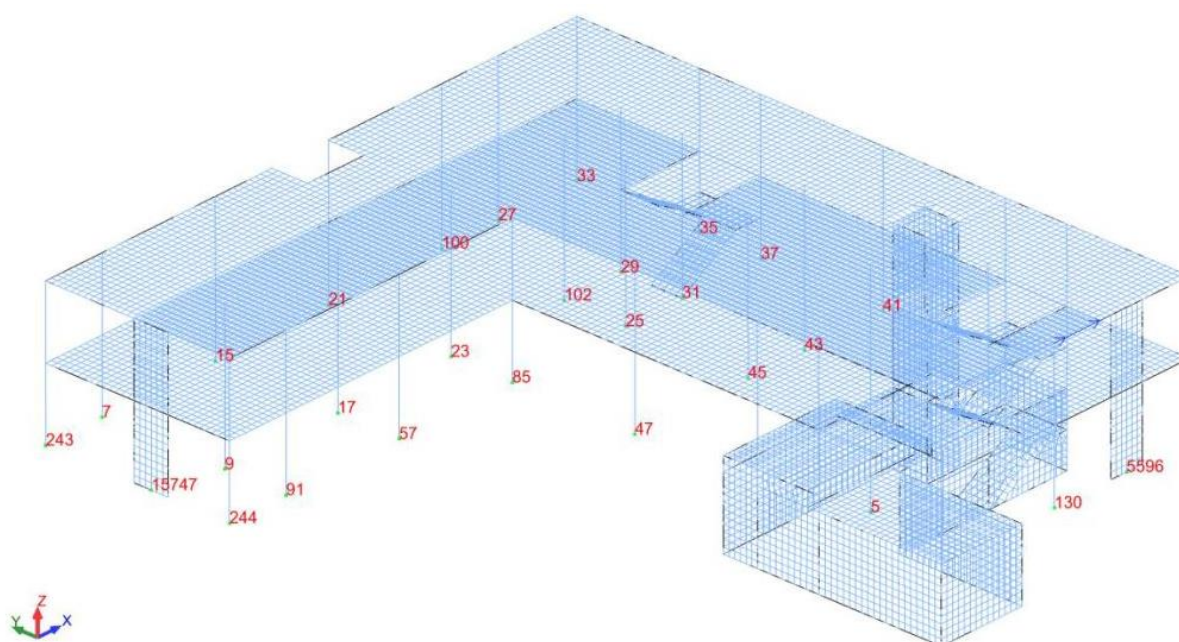


Figura 6.5 – Representação do modelo estrutural do Corpo 2

As soluções finais de sapatas aplicadas no Projeto, para os casos considerados, apresentam-se na Tabela 6.4 e os parâmetros definidos no seu cálculo na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Parâmetros de cálculo aplicados no Projeto

Betão	C30/37
Aço	S500
Ângulo de atrito interno, ϕ' (°)	30,0
Coesão, c' (kN/m ²)	5,00
Peso volúmico, γ (kN/m ³)	19,0
Nível freático (m)	10,00 (não interfere no cálculo)

Tabela 6.4 – Soluções finais de sapatas definidas no Projeto

Nó	ID	B (m)	L (m)	H (m)	As,B	As,L
5	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10
7	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10
9	S3	1,6	1,6	0,6	Ø16/0.10	Ø16/0.10
15	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10
17	S3	1,6	1,6	0,6	Ø16/0.10	Ø16/0.10
21	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10
23	S3	1,6	1,6	0,6	Ø16/0.10	Ø16/0.10
25	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10
27	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10
29	S3	1,6	1,6	0,6	Ø16/0.10	Ø16/0.10
33	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10
35	S1	1,2	1,2	0,4	Ø12/0.10	Ø12/0.10
37	S1	1,2	1,2	0,4	Ø12/0.10	Ø12/0.10
41	S1	1,2	1,2	0,4	Ø12/0.10	Ø12/0.10
43	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10
45	S3	1,6	1,6	0,6	Ø16/0.10	Ø16/0.10
47	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10
57	S1	1,2	1,2	0,4	Ø12/0.10	Ø12/0.10
85	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10
91	S1	1,2	1,2	0,4	Ø12/0.10	Ø12/0.10
100	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10
102	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10
130	S1	1,2	1,2	0,4	Ø12/0.10	Ø12/0.10

A aplicação da Folha de Cálculo aos casos selecionados pressupõe uma importação dos esforços do modelo *Robot* do Corpo 2, introduzindo os nós mencionados anteriormente e os casos de carga de acordo com a Figura 6.6.

Foram consideradas todas as combinações em Estado Limite Último e em Estado Limite de Serviço, de acordo com o especificado no respetivo Capítulo.

Caso	ID	Ação
501	G	Permanente
103	Q1	Categoria C
104	Q2	Categoria C
105	Q3	Categoria H
0	Q4	
0	Q5	
106	WX+	Vento
107	WX-	
108	WY+	
109	WY-	
110	T+	Temperatura
111	T-	
0	N	Neve
113	AST1 X	Sismo
114	AST1 Y	
115	AST2 X	
116	AST2 Y	

Figura 6.6 – Casos de carga

A informação obtida das barras associadas aos nós considerados verificou-se estar de acordo com o Projeto, apresentando-se as suas características na Figura 6.7.

Nó	Barra Adj.	b [m]	h [m]	Rotação [graus]	Tipo
5	198	0,30	0,30	0,00	C 30x30
7	4	0,30	0,30	0,00	C 30x30
9	5	0,40	0,20	0,00	C 20x40
15	8	0,30	0,30	0,00	C 30x30
17	9	0,30	0,30	0,00	C 30x30
21	11	0,30	0,30	0,00	C 30x30
23	12	0,30	0,30	0,00	C 30x30
25	13	0,30	0,30	0,00	C 30x30
27	14	0,30	0,30	0,00	C 30x30
29	15	0,30	0,30	0,00	C 30x30
33	17	0,30	0,30	0,00	C 30x30
35	18	0,30	0,30	0,00	C 30x30
37	19	0,30	0,30	0,00	C 30x30
41	21	0,30	0,30	0,00	C 30x30
43	22	0,30	0,30	0,00	C 30x30
45	23	0,30	0,30	0,00	C 30x30
47	24	0,30	0,30	0,00	C 30x30
57	29	0,30	0,30	0,00	C 30x30
85	66	0,30	0,30	0,00	C 30x30
91	109	0,30	0,30	0,00	C 30x30
100	125	0,30	0,30	0,00	C 30x30
102	126	0,30	0,30	0,00	C 30x30
130	151	0,30	0,30	0,00	C 30x30

Figura 6.7 – Informação das barras associadas aos nós

As propriedades geotécnicas foram definidas de acordo com o representado na Figura 6.8. Apesar de não ser explícito no Projeto quais as condições de cálculo e o tipo de betonagem considerado, admitiram-se condições drenadas, isto por estar presente um estrato com propriedades mais próximas de solos granulares e um nível freático bastante afastado da base de fundação das sapatas. Relativamente ao tipo de betonagem, a verificação ao deslizamento geralmente não é condicionada pelos casos em que não existem grandes esforços horizontais, como é o presente caso; assim, optou-se por considerar uma betonagem contra o terreno.

Atribuição de propriedades geotécnicas											
Condições	d_w [m]	D [m]	ϕ'_k [°]	c'_k/c_{uk} [kPa]	N_{medio}	γ [kN/m3]	γ_{sat} [kN/m3]	Fronteira rígida	H [m]	α [graus]	Tipo de betonagem
Drenadas	10.00	1.00	30.00	5.00	0.00	19.00	15.00	Desconhecido	0.00	0.00	Contra o terreno

Figura 6.8 – Propriedades geotécnicas definidas no cálculo

As sapatas foram definidas com as mesmas características das adotadas no Projeto (Figura 6.9), tendo sido definida, por sua vez, para cada solução uma identificação (ID) para posteriormente ser atribuída ao nó a calcular.

Quadro de Soluções de Sapatas					
ID	B [m]	L [m]	H [m]	As,B	As,L
S1	1,20	1,20	0,40	Ø12/0.10	Ø12/0.10
S2	1,40	1,40	0,50	Ø12/0.10	Ø12/0.10
S3	1,60	1,60	0,60	Ø16/0.10	Ø16/0.10

Figura 6.9 – Soluções de sapatas consideradas no cálculo

Na verificação geotécnica, Figura 6.10, é possível constatar que as soluções cumprem ambas as combinações, quanto ao carregamento do terreno e, como seria de esperar, com uma grande margem de segurança relativamente ao deslizamento.

					Método Analítico - AC1			
					Combinação 1		Combinação 2	
					Carregamento	Deslizamento	Carregamento	Deslizamento
Nó	ID	B [m]	L [m]	h [m]	Verf.	Verf.	Verf.	Verf.
5	S2	1,4	1,4	0,5	47,38 %	0,66 %	74,26 %	0,74 %
7	S2	1,4	1,4	0,5	45,84 %	4,60 %	67,47 %	5,35 %
9	S3	1,6	1,6	0,6	44,86 %	1,86 %	67,60 %	2,41 %
15	S2	1,4	1,4	0,5	56,80 %	3,20 %	83,89 %	3,89 %
17	S3	1,6	1,6	0,6	57,53 %	1,44 %	86,71 %	1,85 %
21	S2	1,4	1,4	0,5	52,18 %	3,64 %	77,01 %	4,46 %
23	S3	1,6	1,6	0,6	52,76 %	1,60 %	79,47 %	2,08 %
25	S2	1,4	1,4	0,5	53,85 %	1,73 %	80,76 %	2,25 %
27	S2	1,4	1,4	0,5	35,33 %	4,95 %	51,81 %	6,09 %
29	S3	1,6	1,6	0,6	33,97 %	1,91 %	51,65 %	2,34 %
33	S2	1,4	1,4	0,5	27,04 %	6,26 %	39,21 %	7,77 %
35	S1	1,2	1,2	0,4	49,57 %	13,55 %	70,47 %	15,40 %
37	S1	1,2	1,2	0,4	43,59 %	14,22 %	63,90 %	14,98 %
41	S1	1,2	1,2	0,4	57,63 %	1,58 %	85,16 %	2,02 %
43	S2	1,4	1,4	0,5	47,72 %	1,01 %	72,06 %	1,31 %
45	S3	1,6	1,6	0,6	55,93 %	1,44 %	84,29 %	1,85 %
47	S2	1,4	1,4	0,5	57,22 %	2,47 %	84,63 %	3,26 %
57	S1	1,2	1,2	0,4	40,18 %	2,42 %	59,29 %	2,61 %
85	S2	1,4	1,4	0,5	57,03 %	2,11 %	84,83 %	2,53 %
91	S1	1,2	1,2	0,4	36,31 %	5,44 %	53,86 %	6,15 %
100	S2	1,4	1,4	0,5	45,27 %	3,66 %	66,68 %	4,58 %
102	S2	1,4	1,4	0,5	53,13 %	2,12 %	79,47 %	2,76 %
130	S1	1,2	1,2	0,4	45,31 %	2,94 %	66,58 %	3,92 %

Figura 6.10 – Verificação geotécnica pelo Método Analítico – Abordagem de Cálculo 1

Para a verificação geotécnica à ação sísmica, esta pressupõe a consideração da resistência ao corte não drenada do solo para solos coerentes, ou a resistência ao corte cíclico não drenada para solos incoerentes. Como nenhum destes parâmetros é fornecido no relatório geotécnico, optou-se por não aplicar o cálculo desta verificação.

Relativamente às armaduras, Figura 6.11, verifica-se que todas as condições são cumpridas nas duas direções, em termos de áreas de aço mínimas e máximas e em termos de limites definidos para os espaçamentos entre varões.

					Armaduras									
					B					L				
Nó	ID	B [m]	L [m]	h [m]	As	As,min [cm ² /m]	As,max [cm ² /m]	s,min [mm]	s,max [mm]	As	As,min [cm ² /m]	As,max [cm ² /m]	s,min [mm]	s,max [mm]
5	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	6,32	200	25	250	Ø12/0.10	6,32	200	25	250
7	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	6,32	200	25	250	Ø12/0.10	6,32	200	25	250
9	S3	1,6	1,6	0,6	Ø16/0.10	7,80	240	25	250	Ø16/0.10	7,80	240	25	250
15	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	6,32	200	25	250	Ø12/0.10	6,32	200	25	250
17	S3	1,6	1,6	0,6	Ø16/0.10	7,80	240	25	250	Ø16/0.10	7,80	240	25	250
21	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	6,32	200	25	250	Ø12/0.10	6,32	200	25	250
23	S3	1,6	1,6	0,6	Ø16/0.10	7,80	240	25	250	Ø16/0.10	7,80	240	25	250
25	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	6,32	200	25	250	Ø12/0.10	6,32	200	25	250
27	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	6,32	200	25	250	Ø12/0.10	6,32	200	25	250
29	S3	1,6	1,6	0,6	Ø16/0.10	7,80	240	25	250	Ø16/0.10	7,80	240	25	250
33	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	6,32	200	25	250	Ø12/0.10	6,32	200	25	250
35	S1	1,2	1,2	0,4	Ø12/0.10	4,81	160	25	250	Ø12/0.10	4,81	160	25	250
37	S1	1,2	1,2	0,4	Ø12/0.10	4,81	160	25	250	Ø12/0.10	4,81	160	25	250
41	S1	1,2	1,2	0,4	Ø12/0.10	4,81	160	25	250	Ø12/0.10	4,81	160	25	250
43	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	6,32	200	25	250	Ø12/0.10	6,32	200	25	250
45	S3	1,6	1,6	0,6	Ø16/0.10	7,80	240	25	250	Ø16/0.10	7,80	240	25	250
47	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	6,32	200	25	250	Ø12/0.10	6,32	200	25	250
57	S1	1,2	1,2	0,4	Ø12/0.10	4,81	160	25	250	Ø12/0.10	4,81	160	25	250
85	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	6,32	200	25	250	Ø12/0.10	6,32	200	25	250
91	S1	1,2	1,2	0,4	Ø12/0.10	4,81	160	25	250	Ø12/0.10	4,81	160	25	250
100	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	6,32	200	25	250	Ø12/0.10	6,32	200	25	250
102	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	6,32	200	25	250	Ø12/0.10	6,32	200	25	250
130	S1	1,2	1,2	0,4	Ø12/0.10	4,81	160	25	250	Ø12/0.10	4,81	160	25	250

Figura 6.11 – Verificação das disposições relativas a armaduras

Em relação à verificação estrutural das sapatas, Figura 6.12, é possível apurar que todas as verificações foram cumpridas, no que diz respeito aos Estados Limites Últimos de rotura por: flexão, punçoamento e esforço transversal.

Sapatas							ELU de rotura por flexão				Estado limite último de rotura por punção								ELU de rotura por esforço transversal	
							B		L		B		L							
Nó	ID	B [m]	L [m]	h [m]	As, B	As, L	Flexão	Escoras e Tirantes	Flexão	Escoras e Tirantes	2d	1,5d	d	d/2	d/4	d/8	d/16	Verf.	Verf.	
5	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10	37,63	40,06	37,63	40,06	73,57	69,28	62,06	47,27	32,01	19,45	10,90	31,79	31,81	
7	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10	35,48	37,82	35,48	37,82	68,16	64,34	57,85	44,43	30,36	18,60	10,48	30,10	29,87	
9	S3	1,6	1,6	0,6	Ø16/0.10	Ø16/0.10	24,14	24,87	19,66	21,31	65,86	62,67	57,15	45,20	31,87	20,06	11,52	16,06	36,35	
15	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10	44,81	47,51	44,81	47,51	86,31	81,42	73,15	56,08	38,25	23,39	13,17	38,13	37,25	
17	S3	1,6	1,6	0,6	Ø16/0.10	Ø16/0.10	28,56	30,04	28,56	30,04	85,78	81,62	74,41	58,83	41,47	26,09	14,98	33,69	34,18	
21	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10	40,84	43,40	40,84	43,40	78,69	74,26	66,74	51,22	34,97	21,41	12,06	34,89	33,96	
23	S3	1,6	1,6	0,6	Ø16/0.10	Ø16/0.10	26,02	27,43	26,02	27,43	78,32	74,53	67,96	53,76	37,92	23,87	13,72	30,72	31,25	
25	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10	41,89	44,48	41,89	44,48	82,23	77,52	69,57	53,20	36,19	22,08	12,41	35,77	34,85	
27	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10	26,79	28,69	26,79	28,69	51,75	48,86	43,97	33,82	23,15	14,21	8,01	23,11	22,39	
29	S3	1,6	1,6	0,6	Ø16/0.10	Ø16/0.10	16,47	17,49	16,47	17,49	49,57	47,15	42,95	33,91	23,87	14,99	8,60	19,62	19,90	
33	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10	19,47	20,94	19,47	20,94	38,29	36,18	32,60	25,16	17,28	10,63	6,01	17,24	15,98	
35	S1	1,2	1,2	0,4	Ø12/0.10	Ø12/0.10	33,22	35,72	33,22	35,72	76,12	71,04	62,70	46,39	30,53	18,15	10,02	38,29	35,65	
37	S1	1,2	1,2	0,4	Ø12/0.10	Ø12/0.10	28,09	30,31	28,09	30,31	69,13	64,36	56,56	41,49	27,09	15,99	8,79	31,41	31,60	
41	S1	1,2	1,2	0,4	Ø12/0.10	Ø12/0.10	39,78	42,57	39,78	42,57	94,75	88,09	77,23	56,39	36,63	21,54	11,81	44,39	44,02	
43	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10	37,41	39,82	37,41	39,82	73,32	69,09	61,94	47,28	32,09	19,54	10,97	31,39	31,84	
45	S3	1,6	1,6	0,6	Ø16/0.10	Ø16/0.10	27,60	29,05	27,60	29,05	83,12	79,09	72,11	57,02	40,20	25,30	14,53	33,08	32,56	
47	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10	44,99	47,70	44,99	47,70	86,95	82,02	73,66	56,43	38,46	23,51	13,23	37,37	38,35	
57	S1	1,2	1,2	0,4	Ø12/0.10	Ø12/0.10	27,28	29,45	27,28	29,45	65,27	60,68	53,20	38,85	25,24	14,84	8,14	30,40	30,81	
85	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10	45,28	48,00	45,28	48,00	87,42	82,41	73,94	56,53	38,45	23,45	13,18	38,01	38,18	
91	S1	1,2	1,2	0,4	Ø12/0.10	Ø12/0.10	24,78	26,80	24,78	26,80	59,13	54,95	48,15	35,12	22,79	13,39	7,34	27,61	28,04	
100	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10	34,81	37,11	34,81	37,11	67,78	63,96	57,50	44,13	30,15	18,46	10,40	30,07	28,83	
102	S2	1,4	1,4	0,5	Ø12/0.10	Ø12/0.10	40,81	43,37	40,81	43,37	80,89	76,28	68,48	52,42	35,69	21,79	12,25	34,34	34,56	
130	S1	1,2	1,2	0,4	Ø12/0.10	Ø12/0.10	31,07	33,46	31,07	33,46	74,28	69,05	60,53	44,18	28,69	16,87	9,25	34,54	34,94	

Figura 6.12 – Verificação estrutural

Relativamente aos custos de execução das soluções de sapatas, apresentam-se na Figura 6.13 as condições admitidas no seu cálculo, tendo-se obtido um custo final de, aproximadamente, 6.200,00€.

O betão das sapatas considerou-se produzido em central e betonado com recurso a grua. Para o betão de limpeza foi considerada uma espessura de 15 cm, preparado em obra e betonado também com recurso a grua. Para a execução da betonagem admitiu-se o uso de uma cofragem recuperável em madeira.

Relativamente à escavação, considerou-se a presença de um terreno incoerente, admitindo-se assim a aplicação de uma proteção ligeira durante a escavação, executando-se o desmonte com recurso a meios mecânicos. Uma vez que não se verifica presença de nível freático, não é considerado o seu rebaixamento.

Tendo em conta que a quantidade de escavação ultrapassa a quantidade de aterro, considerou-se que as terras de escavação poderiam ser aproveitadas para aterro, admitindo-se ainda a sua compactação com recurso a placa vibratória.

Betão	Quantidade (m3)	Classe	Agregado Dmax (cm)	Preparação	Betonagem		Preço unit. (p/m3)	Preço total (€)
	22,896	30/37	25	Central	Grua		107,29 €	2.456,51 €
Betão de limpeza	Quantidade (m2)	Espessura (cm)	Classe	Agregado Dmax (cm)	Preparação	Betonagem	Preço unit. (p/m3)	Preço total (€)
	44,960	15	16/20	25	Obra	Grua	92,50 €	623,82 €
Aço	Quantidade (Kg)	Classe	Preparação				Preço unit. (p/Kg)	Preço total (€)
	975,130	S500	Obra				0,92 €	897,12 €
Escavação	Quantidade (m3)	Terreno	Meios	Proteção	Rebaixamento Niv. Freático		Preço unit. (p/m3)	Preço total (€)
	44,960	Incoerentes	Mecânicos	Ligeira	Não		21,20 €	953,15 €
Aterro	Quantidade (m3)	Origem	Meios	Compactação			Preço unit. (p/m3)	Preço total (€)
	21,024	P/escavação	Mecânicos	Placa Vibr.			2,79 €	58,66 €
Cofragem	Quantidade (m2)	Tipo	Material				Preço unit. (p/m2)	Preço total (€)
	64,320	Recuperável	Madeira				18,42 €	1.184,77 €
TOTAL								6.174,03 €

Figura 6.13 – Condições admitidas e valores orçamentados

6.6 INCLUSÃO DAS SOLUÇÕES NO MODELO BIM

A inclusão dos elementos BIM das soluções de sapatas considerados anteriormente, pressupõe todo o método descrito no Capítulo 5 do presente desenvolvimento.

O modelo *Revit* do Corpo 2, Figura 6.14, inclui já a representação de todos os elementos, à exceção das sapatas. O objetivo será exibir a o aspeto final com a colocação das soluções de sapatas nas respetivas posições.

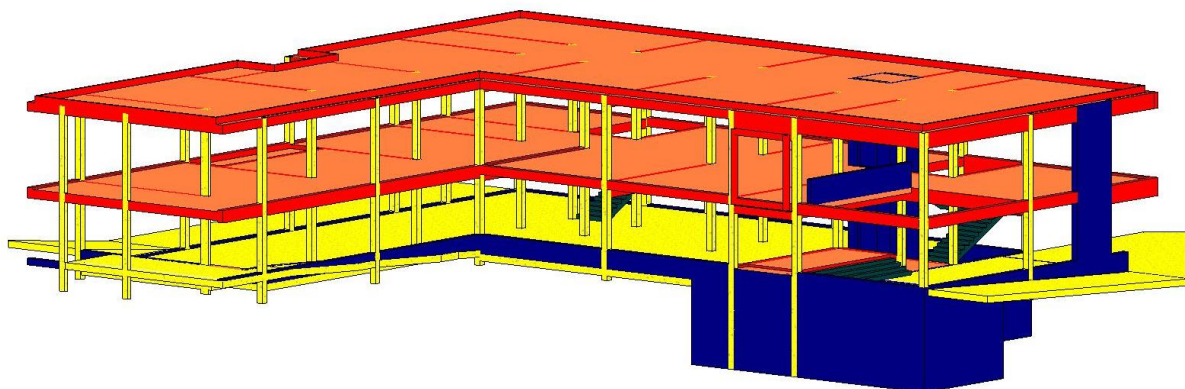


Figura 6.14 – Vista geral do Corpo 2 (*Revit*)

A representação final das soluções no modelo BIM encontra-se na Figura 6.15. É ainda importante referir que houve necessidade de esconder alguns dos elementos que compõem a estrutura, de forma a facilitar a visualização das sapatas.

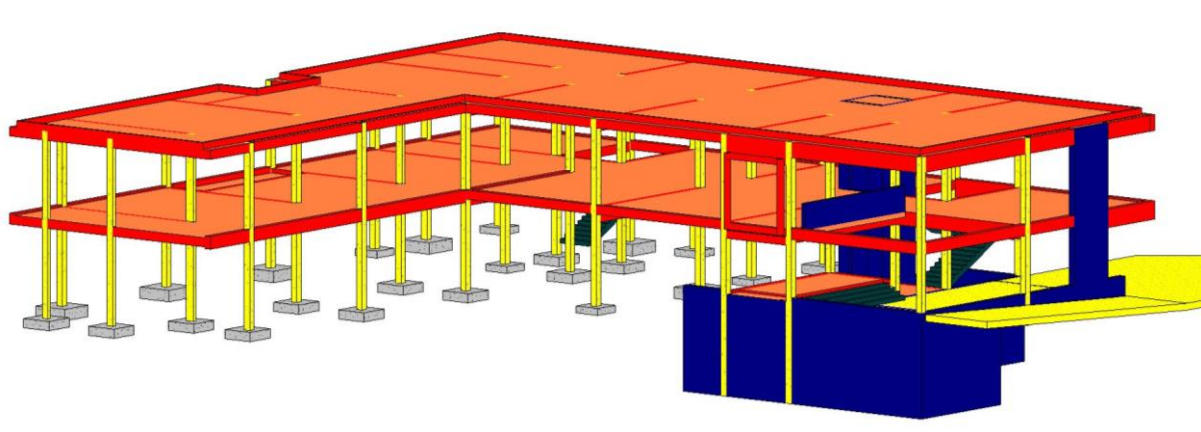


Figura 6.15 – Vista geral do Corpo 2 com inclusão das soluções de sapatas (*Revit*)

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES

De um modo geral, todo o trabalho desenvolvido foi de encontro ao previsto, tendo ainda sido efetivados progressos adicionais que não estariam previstos numa fase inicial.

Relativamente à análise dos regulamentos internacionais, conclui-se que alguns podem ser relacionáveis entre si. Por exemplo, o regulamento Colombiano tem bastantes bases retiradas dos regulamentos dos Estados Unidos da América, conduzindo assim a métodos e considerações em tudo semelhantes. Por outro lado, os regulamentos Sul Africanos são baseados nos Eurocódigos, contendo também bastantes semelhanças nas considerações tomadas e na sua estruturação.

A regulamentação aplicada no Brasil e na África do Sul permite o cálculo aplicando coeficientes de segurança parciais, para a verificação pelos Estados Limites. Os regulamentos Colombiano e Norte Americano baseiam-se no conceito de fatores de segurança globais, permitindo o cálculo pela tensão admissível ou pelo método da resistência.

De todos, o regulamento Colombiano apresentou-se como um documento bastante completo, bem estruturado e desenvolvido. O simples facto de conter praticamente toda a informação necessária para a execução de projetos de edifícios, torna-o um documento bastante simples de usar e bastante conciso, não levantando grandes dúvidas durante a sua consulta. Além disso, o facto de ser, tal como este refere, um documento para construção sismo-resistente, inclui por si só todos os pressupostos inerentes a este tipo de construção, o que simplifica bastante todo o processo de desenvolvimento de projeto.

No que diz respeito ao processo de cálculo automático desenvolvido, conclui-se que este foi realizado com sucesso, tendo garantido uma melhoria na metodologia de cálculo de fundações utilizado pela empresa que acolheu o estágio. Conclui-se que este método torna o dimensionamento de sapatas bastante expedito e controlável. Por um lado, acelera o processo de recolha de esforços do modelo estrutural, por outro disponibiliza um cálculo bastante personalizável ao permitir, por exemplo, definir diferentes condições geotécnicas para diferentes pontos da mesma estrutura.

Um outro aspeto importante é a incorporação de todas as disposições consideradas pelos Eurocódigos. Apesar disso, conclui-se que a verificação geotécnica prevista pela Parte 5 do EC8 ainda não é de aplicação consensual. O método de verificação do carregamento do terreno supõe a aplicação de parâmetros que nem sempre são facilmente determinados; além disso é bastante sensível, podendo uma variação muito pequena das dimensões da sapata comprometer por completo a sua verificação. Não obstante, considera-se positiva a sua inclusão no processo de cálculo.

A aplicação de programação VBA conclui-se também como uma mais valia no desenvolvimento de conhecimento profissional. A sua aplicação é transversal ao mundo da engenharia civil e em especial da engenharia de estruturas. O seu domínio permite a criação de ferramentas bastante detalhadas e que podem auxiliar bastante os processos de cálculo e análise estrutural.

Em termos de o método de criação dos modelos BIM das soluções de sapatas, conclui-se que este também conduziu a um melhoramento do procedimento de conceção incorporado pela empresa. Tal como verificado, este método permite uma rápida introdução dos elementos no modelo *Revit* desenvolvido, poupando algum tempo na sua execução.

Visto de outra perspetiva, este método e a aplicação de programas de modelação paramétrica tem vindo a verificar-se de aplicabilidade bastante significativa na área da engenharia civil. O presente caso representou um exemplo de criação de uma geometria bastante simples; no entanto, este tipo de programas permite a criação de geometrias altamente complexas e, de uma forma expedita, que poderão inclusive ser estudadas em programas de análise estrutural. A inclusão deste procedimento abre assim horizontes que poderão vir a tornar-se bastante significativos num futuro próximo.

Em relação ao estágio, como um todo, este permitiu uma inserção num ambiente empresarial, contribuindo para uma importante perspetiva do mundo de trabalho, e de todo o funcionamento de uma equipa e de uma empresa. Proporcionou também um contacto, indireto, com diversos projetos e variadas metodologias de trabalho.

Em jeito de conclusão final, refere-se que apesar de ser ter sido um trabalho bastante específico no que diz respeito ao dimensionamento de elementos estruturais, acabou por ser bastante abrangente ao ter incluído o estudo de regulamentos internacionais e por ter abarcado o desenvolvimento de um modelo de cálculo automático e de produção de modelos BIM. Nos dias de hoje é cada vez mais usual o desenvolvimento deste tipo de ferramentas, mais personalizadas, para auxílio nos projetos estruturais, sendo por si só um benefício a nível de desenvolvimento profissional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ABNT, *ABNT NBR 8681: 2003 Ações e segurança nas estruturas - Procedimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003.
- [2] ABNT, *ABNT NBR 6122: 2010 Projecto e execução de fundações*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2010.
- [3] ABNT, *ABNT NBR 6118: 2014 Projecto de Estruturas de Concreto - Procedimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014.
- [4] ACIS, *NSR-10 Reglamento colombiano de construcción sismo resistente*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010.
- [5] SABS Standards Division, *SANS 0100-1: 2000 Code of practice [for] the structural use of concrete - Part 1: Design*. Pretoria: SABS Standards Division, 2000.
- [6] SABS Standards Division, *SANS 10160-1: 2010 Basis of structural design and actions for buildings and industrial structures - Part 1: Basis of structural design*. Pretoria: SABS Standards Division, 2010.
- [7] SABS Standards Division, *SANS 10160-5: 2010 Basis of structural design and actions for buildings and industrial structures - Part 5: Basis for geotechnical design and actions*. Pretoria: SABS Standards Division, 2010.
- [8] International Code Council, Ed., *2012 International Building Code*. Country Club Hills, Ill: International Code Council, 2011.
- [9] American Concrete Institute, *ACI 318-14: 2014 Building code requirements for structural concrete*. 2014.
- [10] C. IPQ, *NP EN 1990: 2009 Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas*. 2009.
- [11] C. IPQ, *NP EN 1998: 2010 Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. 2010.
- [12] I. IPQ, *NP EN 1997: 2010 Eurocódigo 7 - Projeto geotécnico - Parte 1: Regras gerais*. 2010.
- [13] British Standards Institution, *BS EN 1997: 2007 Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing*. London: BSI, 2007.
- [14] C. IPQ, *NP EN 1998: 2010 Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 5: fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos*. 2010.
- [15] J. F. Trigo, *Fundações superficiais. Dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 7*. Porto: ISEP, 2013.
- [16] M. Xiao e D. Barreto, *Geotechnical engineering design*. West Sussex, United Kingdom: John Wiley & Sons Inc, 2015.
- [17] M. Matos Fernandes, *Mecânica dos Solos. Introdução à Engenharia Geotécnica. Volume 2*. Porto: FEUP edições, 2011.
- [18] A. Bond e A. Harris, *Decoding Eurocode 7*, 1st ed. London ; New York: Taylor & Francis, 2008.

- [19] B. Look, *Handbook of geotechnical investigation and design tables*, 2. ed. Boca Raton, Fla.: CRC Press/Balkema, 2014.
- [20] British Standards Institution, *BS 8004: 1986 Code of practice for foundations*. London: British Standards Institution, 1998.
- [21] P. J. Montoya, Á. G. Meseguer, F. M. Cabré, e J. C. A. Portero, *Hormigón armado*. Barcelona: Gustavo Gili, 2009.
- [22] R. Salgado, M. Prezzi, J. Eun, e J. Lee, *Strain Influence Diagrams for Settlement Estimation of Both Isolated and Multiple Footings in Sand*. ASCE, 2008.
- [23] J. E. Bowles, *Foundation analysis and design*. New York: McGraw-Hill, 1996.
- [24] M. N. Fardis, E. C. Carvalho, P. Fajfar, e A. Pecker, *Seismic design of concrete buildings to eurocode 8*. Boca Raton, FL: CRC Press, Taylor & Francis Group, 2015.
- [25] J. Wang e I. Thusyanthan, *Evaluating foundation design concepts of Eurocode 7 & 8, Proceedings of the 2nd BGA International Conference - ICOF*. UK: IHS BRE Press, 2008.
- [26] J. Ameratunga, N. Sivakugan, e B. M. Das, *Correlations of soil and rock properties in geotechnical engineering*. 2015.
- [27] C. IPQ, *NP EN 1992: 2010 Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. 2010.
- [28] C. Félix e J. F. Trigo, *Dimensionamento de fundações superficiais*. Porto: ISEP, 2013.